

PROJETO DA FUNDAÇÃO POR ESTACAS DE UM EDIFÍCIO ALTO

LUÍS PAULO FONTES ALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor José Manuel Mota Couto Marques

Coorientador: Engenheiro Luís Carlos Pinheiro Durão Branco

JUNHO 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,
Irmãos
Tias Lucília e Teresa

Se fui capaz de ver mais longe, é porque me apoiei em ombros de gigantes
Sir Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que direta ou indiretamente colaboraram para me ajudar neste trabalho:

Ao meu orientador, José Couto Marques, por todo apoio, amabilidade, simpatia e boa disposição com que sempre me recebeu, orientou e ajudou a superar diversas dificuldades ao longo do percurso. Muito obrigado!

Ao meu coorientador, Luís Pinheiro Branco, por todo o apoio, todo o tempo despendidos, empenho, boa disposição e por todas as lições que me ensinou. Não existem palavras para agradecer, apenas sei que sem esta preciosa ajuda era impossível elaborar esta dissertação. Muito obrigado!

Ao professor António Viana da Fonseca, pela disponibilidade e partilha do vasto conhecimento que possui nesta maravilhosa área científica.

Aos meus pais, por todo o amor e apoio incondicional durante toda a minha vida. Nesta etapa, talvez uma das mais difíceis da minha vida, mostraram-se sempre disponíveis, fazendo-me sempre acreditar nas minhas capacidades e na minha força. Muito obrigado!

Aos meus irmãos por todo o amor, apoio e distrações saudáveis que me proporcionaram para eu conseguir descontraír um pouco nos momentos de maior tensão, apesar da distância foram pessoas fundamentais na realização desta dissertação. Muito obrigado.

Às minhas tias Lucília e Teresas, obrigado mais uma vez por todo o apoio, preocupação e tempo despendido fosse a ouvir-me ou a pensar em outros fatores importantes para a realização deste trabalho.

À Alexandra, por toda a paciência, apoio e amor. Por todos os silêncios e risadas quando o momento assim o requeria.

Ao Fábio pelas explicações constantes a respeito da teoria das estruturas e pela companhia que tem feito ao longo de todo este percurso académico em comum.

Aos meus amigos, muito obrigado por todo o positivismo, força e confiança depositada em mim e nas minhas capacidades.

Aos meus colegas de geotecnia que me acompanharam durante todo este percurso e que se mostraram essenciais em todos os aspetos. Obrigado.

RESUMO

O desenvolvimento da construção em altura obrigou a conceber e executar soluções de fundação mais arrojadas do que aquelas que são aplicadas em construções correntes. De facto, a necessidade de transmitir forças sucessivamente mais elevadas ao terreno de fundação em condições de segurança e de aptidão para a utilização impulsionou o desenvolvimento e o aperfeiçoamento de tecnologias de execução de fundações, nomeadamente fundações por estacas.

Nesse sentido, começa-se por apresentar algumas considerações em relação à execução de estacas de grandes dimensões, enfatizando as dificuldades que se encontram associadas ao controlo de qualidade de execução de estacas de betão armado de grande diâmetro e/ou comprimento.

Seguidamente, são expostas metodologias de análise e dimensionamento de estacas que se baseiam na experiência acumulada que existe em França na utilização do ensaio pressiométrico como ferramenta de apoio ao projeto geotécnico. Numa perspetiva de enquadramento com a regulamentação atualmente em vigor, os métodos são apresentados à luz dos princípios do Eurocódigo 7.

Os procedimentos definidos são, posteriormente, aplicados ao dimensionamento da fundação de uma torre com cerca de 150 metros de altura, que consiste num grupo de 170 estacas moldadas de 1500 mm de diâmetro com mais de 40 metros de comprimento. No estudo efetuado, são levados a cabo vários estudos paramétricos tendo em vista a aferição da validade de modelos de cálculo simplificados comparativamente com modelos mais completos, mas extremamente pesados do ponto de vista computacional.

Finalmente, os resultados obtidos são discutidos do ponto de vista da precisão que os modelos permitem obter comparativamente com o carácter prático da sua utilização em gabinetes de projeto, que, estando condicionados pela existência de prazos, têm muitas vezes que adotar hipóteses simplificadoras pelo lado da segurança em prejuízo da economia.

PALAVRAS-CHAVE: Estacas, Eurocódigo 7, Ensaio Pressiométrico, Modelos Numéricos.

ABSTRACT

The advent of high-rise construction has led to designing and construction of increasingly bold and innovative foundation solutions, namely with regard to piling solutions. Thereafter, the state of art concerning piling construction works is overviewed, emphasizing the singularities of the construction of large and/or long bored piles.

Afterwards, a set of methodologies to analyze and design piles based on the experience gained over the years in France with the pressuremeter test as a design tool is presented taking into account the fundamental principles of Eurocode 7.

In order to apply those methodologies, the foundations of a 150 meters high tower, consisting of a group of 170Ø1500 bored piles over 40 meters long, are analyzed taking notice of structure-ground interaction. Several parametric analysis are performed to evaluate the feasibility of simpler numerical models in comparison with more complete yet heavier ones.

To conclude, the results are discussed by comparing the accuracy given by a particular numerical model with its practicability, bearing in mind that engineering offices have deadlines to meet and thus are interested in using prompt solutions despite not being the best from an economical point of view.

KEYWORDS: Foundation, Piles, Eurocode 7, Pressuremeter tests, Numerical models.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Organização do Trabalho	2
 2. EXECUÇÃO DE ESTACAS DE GRANDES DIMENSÕES	 3
2.1. Preâmbulo	3
2.2. Aspetos Particulares da Execução de Estacas de Grandes Dimensões	4
2.3 Execução de estacas escavadas e betonadas <i>in situ</i>	5
2.4 Limpeza da base de estacas moldadas	7
 3. DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS MOLDADAS SEGUNDO A NP EN 1997-1:2010	 9
3.1. Preâmbulo	9
3.2. Ensaio com o Pressiómetro de Ménard	9
3.2.1. Aspetos Essenciais do Equipamento e do Ensaio	10
3.2.2. Parâmetros do Ensaio	11
3.3. Resistência Axial de uma Estaca Isolada	11
3.3.1. Tecnologias de Execução	12
3.3.2. Características geotécnicas do terreno de fundação	12
3.3.3 Resistências unitárias derivadas do ensaio PMT	15
3.3.4 Resistências características – o método da “estaca modelo”	17
3.3.5 Resistências de cálculo	18
3.4 Deformabilidade axial de uma estaca isolada	19
3.5 Estaca isolada sujeita a cargas transversais	20
3.5.1 Generalidades	20
3.5.2 Comportamento transversal de uma estaca isolada a partir do ensaio PMT	20
3.6 Grupos de estacas sob cargas laterais	21

4. CASO PRÁTICO	25
4.1. Enquadramento e Descrição Geral do Edifício	25
4.2. Ações e Combinações de Ações	27
4.3. Modelo Estrutural	29
4.4. Caracterização Geotécnica do Terreno de Fundação	30
4.4.1. Campanha de Prospeção Geotécnica.....	30
4.4.2. Resultados dos Ensaios com o Pressiómetro de Ménard	31
4.4.3. Interpretação dos resultados dos Ensaios com o pressiómetro de Ménard	34
4.5. Solução de Fundações	36
4.6. Capacidade resistente das estacas para cargas axiais	37
4.6.1. Valores característicos das capacidades resistentes	37
4.6.2. Capacidade resistente de cálculo	38
4.7. Valores de cálculo dos esforços atuantes	38
4.7.1. Modelo 1 – Ensoleiramento infinitamente rígido	38
4.7.1.1. Cargas axiais	38
4.7.1.2 Cargas transversais	40
4.7.2. Modelos elaborados com programa <i>FB-MultiPier</i>	42
4.7.3. Modelos elaborados com programa <i>Robot Structural Analysis</i>	47
4.7.3.1 Caracterização do comportamento de uma estaca isolada.....	48
4.7.3.2 Modelos parciais da fundação.....	53
4.7.3.3 Modelo 7 – Superestrutura e fundação	57
4.8. Determinação da armadura das estacas.....	58
4.8.1 Armadura longitudinal	58
4.8.2. Armadura de corte	62
4.9. Análise e discussão dos resultados	63
4.9.1 Análise de resultados – Esforço axial	63
4.9.2 Análise de resultados – Forças horizontais	65
4.9.3 Análise de resultados – Momentos fletores	67
4.9.4 Análise de resultados – Assentamentos	68
4.9.5 Discussão dos resultados	68
4.9.5.1 Modelos 2 e 3.....	68
4.9.5.2 Modelos 4 e 5.....	69

4.9.5.3 Modelo 6	69
4.9.5.3 Modelo 7	70

5. FERRAMENTAS DE APOIO AO PROJETO DE FUNDAÇÃO POR ESTACAS

	73
--	-----------

5.1.Introdução.....	73
5.2.Método de Broms	73
5.2.1 Resistência lateral de uma estaca isolada - Generalidades.....	74
5.2.2 Resistência lateral de uma estaca isolada em solos granulares	78
5.2.3 Resistência lateral de uma estaca isolada em solos coerentes.....	79
5.2.4 Folhas de cálculo automático	81

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

	87
--	-----------

6.1.Principais Conclusões	87
6.2.Desenvolvimentos Futuros.....	89

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....

	91
--	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Representação esquemática do <i>piled raft</i> do Burj Dubai	3
Fig. 2.2 – Colocação da armadura numa estaca executada com trado contínuo (FHWA, 2007)	4
Fig. 2.3 – Vara telescópica do tipo Kelly numa máquina da Liebherr	6
Fig. 2.4 – Ferramenta que permite o alargamento da base da estaca (Fleming <i>et al.</i> , 2009)	6
Fig. 3.1 – Pressiómetro de Ménard	10
Fig. 3.2 – Classificação de solos e rochas em função da relação entre p_L^* e E_M/p_L^* (adaptado de Baud e Gambim (2014))	13
Fig. 3.3 – Avaliação da rigidez axial de uma estaca a partir dos valores da resistência lateral e resistência de ponta (NF P94-262, AFNOR 2012)	20
Fig. 3.4 – Curvas p-y com base no ensaio com o pressiómetro de Ménard	21
Fig. 3.5 – Efeito grupo para forças horizontais (adaptado Guia de cimentacion en obras de carretera (2002))	22
Fig. 4.1 – Planta estrutural do piso tipo	25
Fig. 4.2 – Cortes estruturais:	26
Fig. 4.3 – Modelo global da estrutura do edifício	30
Fig. 4.4 – Malha de prospeção geotécnica	31
Fig. 4.5 – Perfil do terreno derivado a partir das sondagens PMT1, PMT2 e PMT3	32
Fig. 4.6 – Resultados dos seis ensaios pressiométricos	33
Fig. 4.7 – Diagrama [p_L^* , E_M/p_L^*]	35
Fig. 4.8 – Planta da fundação por estacas	36
Fig. 4.9 – Grelha de estacas	40
Fig. 4.10 – Planta de fundações no FB-MultiPier	42
Fig. 4.11 – Modelo tridimensional no FB-MultiPier	43
Fig. 4.12 – Multiplicadores p-y para a consideração do efeito de grupo nas estacas solicitadas horizontalmente (FB-MultiPier)	44
Fig. 4.13 – Deformada da fundação no modelo do FB-MultiPier	44
Fig. 4.14 – Deformações verticais no modelo do FB-MultiPier	45
Fig. 4.15 – Esforço de corte num grupo de estacas: a) Estacas em análise; b) Esforço de corte nas estacas seleccionadas	46
Fig. 4.16 - Esforço de corte num grupo de estacas (modelo submetido apenas as forças transversais): a) Estacas em análise; b) Esforço de corte nas estacas seleccionadas	47
Fig. 4.17 – Modelo de uma estaca isolada no programa FB-MultiPier	48
Fig. 4.18 – Modelo auxiliar para caracterizar o comportamento de uma estaca isolada submetida a ações horizontais no FB-MultiPier	49
Fig. 4.19– Curva $Q_{axial}-\delta_{axial}$ para uma estaca isolada modelada no FB-MultiPier	50
Fig. 4.20- Curva $Q_{lateral}-\delta_{lateral}$ para uma estaca isolada modelada no FB-MultiPier	50
Fig. 4.21 – Curvas p-y obtidas através do método descrito na NF P94-262 (AFNOR 2012)	51
Fig. 4.22 – Curvas que definem o comportamento da estaca para cargas axiais	51
Fig. 4.23 – Aspeto do modelo de uma estaca isolada no Robot Structural Analysis	52
Fig. 4.24 – Comparação entre a relação carga axial-assentamento: Robot Structural Analysis vs. FB-MultiPier	52
Fig. 4.25 - Curvas de comportamento (lateral) Carga-assentamento obtidas através dos diferentes programas	53

Fig. 4.26 – Modelos 2 e 3.....	54
Fig. 4.27 – Barras equivalentes	54
Fig. 4.28 – Comprimentos e diâmetros das barras equivalentes para vários níveis de carga (<i>Robot-Structural</i>)	56
Fig. 4.29 – Comprimentos e diâmetros das barras equivalentes para vários níveis de carga (<i>FB-MultiPier</i>).....	56
Fig. 4.30 – Modelos 4 e 5.....	57
Fig. 4.31 – Modelo 6	57
Fig. 4.32 – Modelo 7	58
Fig. 4.33 – Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 4.....	60
Fig. 4.34 - Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 5.....	60
Fig. 4.35 – Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 6.....	61
Fig. 4.36 - Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 7.....	61
Fig. 4.37 – Esforço transversal resultante nos diferentes modelos	62
Fig. 4.38 – Secção transversal da estaca	63
Fig. 4.39 – Esforço axial máximo transmitido a cada estaca	64
Fig. 4.40 – Estacas mais solicitadas axialmente.....	64
Fig. 4.41 – Esforços horizontais máximos por estaca, H_x	65
Fig. 4.42 - Esforços horizontais máximos por estaca, H_y	66
Fig. 4.43 – Momentos fletores máximos, M_x	67
Fig. 4.44 – Momentos fletores máximos, M_y	67
Fig. 4.45 – Assentamentos absolutos máximos.....	68
Fig. 5.1 – Deformação de uma estaca e do terreno quando submetidos a ações horizontais	74
Fig. 5.2 - Estacas curtas: a) mecanismo de rotura; b) diagrama de pressões do maciço	74
Fig. 5.3 – Estacas flexíveis: a) mecanismo de rotura; b) diagrama de pressões do maciço	75
Fig. 5.4 – Relação entre a variação do módulo de deformabilidade e a densidade relativa das areias (Grassino <i>et al.</i> , 1976 segundo (Tomlinson e Woodward (2008))).....	77
Fig. 5.5 – Método de Broms para estacas curtas em solos granulares: a) Diagrama de reação do solo; b) Esforço de flexão (Broms, 1964a)	78
Fig. 5.6 - Método de Broms para estacas flexíveis em solos granulares: a) Diagrama de reação do solo; b) Esforço de flexão (Broms, 1964a).	79
Fig. 5.7 – Método de Broms para estacas curtas e solos coerentes: a) diagrama de reação do solo; b) diagrama de momentos fletores da estaca (Broms, 1964b).....	80
Fig. 5.8 - Método de Broms para estacas flexíveis em solos coerentes: a) diagrama de reação do solo; b) diagrama de momentos fletores da estaca (Broms, 1964b).....	81
Fig. 5.9 – Folha de cálculo automático para estacas curtas em solo granular	82
Fig. 5.10 – Folha de cálculo automático para estacas curtas em solo com coesão.....	82
Fig. 5.11 - Folha de cálculo automático para estacas longas em solos granulares	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Exemplos de fundações por estacas em edifícios de grande altura na China (adaptado de Wang <i>et al.</i> (2013))	8
Quadro 3.1 – Classes e categorias de estacas instaladas com extração do terreno (NF P94-262, AFNOR 2012).....	12
Quadro 3.2 – Pressões limite diferenciais de referência (NF P94-262, AFNOR 2012).....	14
Quadro 3.3 – Grau de sobreconsolidação em função do valor de E_M/p_L (NF P94-262, AFNOR 2012).....	14
Quadro 3.4 – Valores de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ (NF P94-262, AFNOR 2012).....	15
Quadro 3.5 – Valores de a, b e c em função do tipo de terreno (NF P94-262, AFNOR 2012).....	15
Quadro 3.6 – Limite superior para a resistência lateral unitária (NF P94-262, AFNOR 2012).....	16
Quadro 3.7 – Fator de capacidade de carga k_p (NF P94-262, AFNOR 2012).....	16
Quadro 3.8 – Coeficientes de correlação ξ_3 e ξ_4	17
Quadro 3.9 – Coeficientes parciais de segurança para ações ou seus efeitos.....	18
Quadro 3.10 – Coeficientes parciais de segurança para capacidades resistentes de estacas instaladas com extração do terreno (exceto com trado contínuo)	18
Quadro 3.11 – Coeficientes parciais de segurança para capacidades resistentes de estacas instaladas com trado contínuo.....	19
Quadro 4.1 – Ações consideradas e respetiva natureza.....	27
Quadro 4.2 – Casos de carga referentes aos efeitos de ações permanentes.....	28
Quadro 4.3 – Casos de carga referentes aos efeitos de ações variáveis e respetivos fatores de combinação	28
Quadro 4.4 – Combinação de ações em ELU para a Abordagem de Cálculo 1 da NP EN 1997-1 (2010)	29
Quadro 4.5 - Combinação quase-permanente	29
Quadro 4.6 – Litologia e espessura dos estratos atravessados nos 6 ensaios PMT	32
Quadro 4.7 – Valores característicos do ângulo de atrito efetivo e do peso volúmico natural	34
Quadro 4.8 – Capacidade derivada do valor médio de p_L^* obtido em cada estrato.....	36
Quadro 4.9 – Grau de sobreconsolidação e coeficiente reológico de cada estrato.....	36
Quadro 4.10 – Capacidade resistentes das estacas derivadas dos ensaios pressiométricos	37
Quadro 4.11 – Valores característicos das capacidades resistentes das estacas	38
Quadro 4.12 – Valores de cálculo das capacidades resistentes das estacas	38
Quadro 4.13 – Valores de cálculo da resultante das forças atuantes no centro de gravidade	39
Quadro 4.14 – Envolvente de esforços axiais nas estacas para o modelo 1	40
Quadro 4.15 – Valores de cálculo da resultante das forças horizontais no centro de gravidade.....	41
Quadro 4.16 – Valores de cálculo das forças horizontais transmitidas às estacas por alinhamento	41
Quadro 4.17 – Valores de n_h (MN/m^3) em função da compacidade relativa de areias (Reese <i>et al.</i> , 1974)	43
Quadro 4.18 – Valores de L_{eq} e \emptyset_{eq} para os modelos 3 e 4	57
Quadro 4.19 – Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas (NP EN 1992-1-1, 2010).....	59
Quadro 4.20 – Soluções de varões longitudinais para as estacas dos vários modelos	62
Quadro 4.21 – Soluções para a armadura de esforço transversal.....	63

Quadro 5.1– Relação entre o módulo de reação horizontal (k_1) e resistência não drenada (S_u) de uma argila sobreconsolidada (Terzaghi, 1955)	76
Quadro 5.2 – Relação entre os fatores de rigidez T e R com o tipo de estaca (Tomlinson e Woodward, 2008)	77
Quadro 5. 3 – Simbologia das folhas de cálculo para estacas curtas	83
Quadro 5. 4 – Folha de cálculo automático para estacas longas em solos granulares.....	84
Quadro 5. 5 - Simbologia das folhas de cálculo para estacas longas	85

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Em edifícios e obras de engenharia civil de grande dimensão, nomeadamente no que se refere à altura, é necessário recorrer a técnicas de fundação incomuns para edifícios ou estruturas correntes.

A execução de ensoleiramentos assentes em estacas é uma solução frequentemente adotada em edifícios de grande altura. Nestes edifícios, ao nível da fundação, existe elevada concentração não só de cargas verticais mas também de ações horizontais e momentos.

Nos modelos numéricos de estruturas de edifícios e obras de engenharia civil, é prática corrente modelar os elementos de fundação através de apoios rígidos. Contudo, a restrição imposta por este tipo de apoios aos elementos da superestrutura não traduz a verdadeira flexibilidade que os elementos de fundação apresentam, o que faz com que as reações de apoio não sejam corretamente avaliadas. No caso particular de fundações por estacas, este problema assume uma importância acrescida, nomeadamente quando estas se encontram sujeitas a cargas transversais de magnitude não desprezável, como por exemplo, as que resultam dos efeitos da ação do vento, de impulsos de terras ou de sismos, entre outros. De facto, as estacas, que são elementos de fundação que foram originalmente concebidos para resistir a cargas verticais, podem mobilizar um volume de terreno significativo quando carregadas transversalmente, limitando, assim, parcialmente o deslocamento horizontal e a rotação da base dos elementos verticais que suportam. Ao considerar os apoios como fixos a avaliação da rigidez conferida pelas estacas à superestrutura é obviamente exagerada, sendo portanto necessária uma caracterização adequada da interação entre estes elementos e o terreno de fundação.

Recorrendo a programas de cálculo em que a caracterização da interação solo-estaca é possível ser feita com elevada precisão, podem ser comparados os resultados e verificar se as modelações simplificadas dos elementos de fundação apresentam desvios significativos em relação a modelos mais rigorosos.

No estudo efetuado, são levados a cabo vários estudos paramétricos tendo em vista a aferição da validade de modelos de cálculo simplificados comparativamente com modelos mais completos, mas extremamente pesados do ponto de vista computacional.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 são apresentados métodos e tecnologias de execução de estacas de grande diâmetro e comprimento, procurando também identificar tanto os problemas mais frequentes durante a execução e o acompanhamento do seu comportamento durante a sua vida útil, como as soluções mais apropriadas para a resolução dessa problemática.

O capítulo 3 descreve a metodologia recomendada pela normativa europeia NP EN 1997-1:2010, que se complementa com a norma francesa NF P94-262:2012, para o dimensionamento de estacas. Para além disso é descrito detalhadamente o tipo de ensaio que foi utilizado na campanha de prospeção geotécnica, ensaio esse de grande relevo na normativa francesa.

A aplicação da metodologia descrita no Capítulo 3 é levada a cabo num caso prático descrito no Capítulo 4, referente a um edifício de grande altura, com o objetivo de obter a caracterização geotécnica do terreno através dos ensaios pressiométricos de Ménard realizados e, através dos parâmetros daí derivados proceder à análise dos esforços e dimensionamento das estacas. A análise destes elementos, é efetuada numa primeira abordagem por meio de uma análise simplificada recorrendo a uma metodologia analítica, seguida da execução de vários modelos em softwares de elementos finitos

No capítulo 5 são apresentadas ferramentas de apoio ao projeto de fundação por estacas, desenvolvidas durante o trabalho referenciado no parágrafo anterior, sendo o objetivo destas tornar mais expedita a resolução de alguns cálculos.

Para finalizar no Capítulo 6, resumem-se as principais conclusões.

2

EXECUÇÃO DE ESTACAS DE GRANDES DIMENSÕES

2.1. PREÂMBULO

O desenvolvimento da construção em altura acarreta a necessidade de conceber e dimensionar fundações capazes de transmitir ao terreno cargas verticais de magnitude sucessivamente mais elevada. Porém, não é apenas o valor das cargas verticais que aumenta com a altura dos edifícios, uma vez que as ações horizontais, devidas por exemplo à ação do vento, passam a assumir uma importância muito superior ao que sucede nas fundações de edifícios correntes. Por conseguinte, as fundações deste tipo de estruturas devem satisfazer requisitos de segurança mais exigentes, o que obriga a recorrer a soluções às quais também se encontram associadas maiores dificuldades de execução.

Em edifícios altos, os sistemas de fundação mais adotados são os ensoleiramentos assentes em estacas, designados na literatura da especialidade como *piled rafts* (Poulos, 2011). Trata-se de um grupo de estacas solidarizadas por um maciço de encabeçamento de grandes dimensões (ver Fig. 2.1), no qual as estacas controlam o comportamento em serviço e conferem a maior parte da resistência ao conjunto, embora seja lícito considerar que uma pequena parcela da carga também é resistida pela base do ensoleiramento em contacto com o terreno (Poulos, 2011).



Fig. 2.1 – Representação esquemática do *piled raft* do Burj Dubai

Assim, no presente capítulo, são apresentadas algumas das principais tecnologias de execução de estacas de grandes dimensões numa perspetiva de identificação dos problemas com os quais quem as executa é confrontado e das soluções que são utilizadas para os resolver.

2.2. ASPETOS PARTICULARES DA EXECUÇÃO DE ESTACAS DE GRANDES DIMENSÕES

O diâmetro e o comprimento das estacas de fundação aumentam com o valor da carga que têm que suportar. De igual modo, as dificuldades associadas à execução de estacas aumentam com as suas dimensões. Como tal, a execução de estacas de fundação de edifícios altos reveste-se de dificuldades que devem ser devidamente acauteladas, nomeadamente em relação ao controlo do seu processo construtivo (Wang *et al.*, 2013).

Uma das técnicas com melhor rendimento de execução de estacas é a de trado contínuo (Tomlinson e Woodward, 2008). Porém, a sua aplicação encontra-se limitada a diâmetros de Ø1000 (Fleming *et al.*, 2009) e, atendendo à forma como a armadura é colocada (ver Fig. 2.2), o seu comprimento com armadura não é, em regra, superior a 15 metros (FHWA, 2007), pelo que à partida não deverá ser possível empregar esta tecnologia na execução de estacas de fundação de edifícios altos.



Fig. 2.2 – Colocação da armadura numa estaca executada com trado contínuo (FHWA, 2007)

As estacas escavadas e betonadas *in situ* (habitualmente designadas por estacas moldadas) são aquelas que apresentam maior versatilidade em relação à gama de diâmetros e comprimentos que é possível executar (Fleming *et al.*, 2009), sendo que Coelho (1996) refere inclusivamente que estacas deste tipo

com mais de 45 metros de comprimento não são consideradas excepcionais. Como tal, restringe-se a exposição do presente capítulo a esse tipo de estacas.

Embora as particularidades de execução estejam naturalmente dependentes das características geotécnicas e hidrogeológicas do local de implantação (Coelho, 1996), existem alguns aspetos construtivos que são transversais a qualquer sistema, como, por exemplo, os respeitantes à furação em terrenos incoerentes ou submersos. De facto, a necessidade de evitar a descompressão do terreno na periferia da estaca obriga a utilizar tubos de revestimento ou fluídos estabilizadores (por exemplo, lamas bentoníticas).

Os tubos de revestimento podem ser perdidos ou recuperados. Apesar da utilização de tubos perdidos assegurar uma qualidade de furação e de betonagem superior (Coelho, 1996), a resistência lateral mobilizável que resulta da aplicação deste procedimento é naturalmente inferior. Portanto, tendo em conta que estacas de grande comprimento possuem superfícies de contacto lateral com o terreno envolvente muito significativas, não parece razoável desperdiçar a possibilidade de as mobilizar. Assim, se for possível assegurar que a qualidade da estaca é satisfatória sem recorrer a tubos perdidos, a respetiva capacidade resistente é incrementada.

2.3. EXECUÇÃO DE ESTACAS ESCAVADAS E BETONADAS *IN SITU*

A execução de estacas escavadas e betonadas *in situ* acarreta a realização prévia de um furo, que pode ser materializado por percussão e/ou rotação. Os métodos de furação rotativa permitem atravessar estratos francamente competentes e atingir grandes profundidades com uma eficiência elevada, sendo, por isso, especialmente apropriados para estacas de grande comprimento (Fleming *et al.*, 2009). A título indicativo, refere-se que este tipo de furação permite atingir profundidades que podem ir dos 25 aos 60 metros dependendo do tipo de ferramentas utilizadas. Para atingir profundidades mais elevadas são utilizadas varas telescópicas do tipo Kelly (Fleming *et al.*, 2009) similares à apresentada na Fig. 2.3. Relativamente aos diâmetros de furação, Fleming *et al.* (2009) referem que é possível atingir diâmetros de 3000 mm.



Fig. 2.3 – Vara telescópica do tipo Kelly numa máquina da Liebherr

As estacas escavadas permitem ainda o alargamento da respetiva base, do que resulta um incremento significativo da respetiva capacidade de carga. Por exemplo, Fleming *et al.* (2009) referem que o alargamento da base de estacas escavadas pode resultar em áreas de ponta com diâmetros da ordem dos 6000 mm, o que é possível graças à utilização de ferramentas similares à ilustrada na Fig. 2.4. No entanto, salienta-se que só é possível aplicar esta técnica quando a estaca se encontra totalmente emersa e, além disso, as paredes do furo deverão manter-se estáveis sem necessidade de aplicação de tubos de revestimento ou fluídos estabilizadores. Por isso, é em argilas rijas que o alargamento da base de estacas escavadas pode ser uma solução mais interessante.



Fig. 2.4 – Ferramenta que permite o alargamento da base da estaca (Fleming *et al.*, 2009)

Salienta-se ainda que a utilização de ferramentas de furação adequadas ao tipo de terreno é determinante para a execução de estacas de boa qualidade, devendo-se inclusivamente combinar algumas técnicas quando a estratigrafia do terreno integrar materiais de natureza distinta (Wang *et al.*, 2013).

Por fim, realça-se o facto de as normas de controlo de qualidade de estacas moldadas de grandes dimensões serem bastante exigentes, o que reflete as dificuldades associadas à sua execução. Aspectos como a profundidade atingida, o diâmetro do furo em toda a sua extensão, a respetiva verticalidade e a possível queda de sedimentos devem ser criteriosamente inspecionados. A qualidade da estaca propriamente dita também deve ser controlada de forma rigorosa, recorrendo, por exemplo, a ensaios sínicos e eventualmente a carotagem. A título indicativo, refere-se que o número de furos inspecionados não deve ser inferior a 30% do total de furos executados e que o número de estacas a inspecionar não deve ser inferior a 10% do total de estacas executadas (Wang *et al.*, 2013).

2.4. LIMPEZA DA BASE DE ESTACAS MOLDADAS

Zhang e Liu (2009) observaram através da realização de ensaios de carga de estacas devidamente instrumentadas que a mobilização de resistência lateral e as condições de apoio da ponta da estaca se encontram correlacionadas – estacas com ponta bem acomodada em formações competentes tendem a exibir resistências de ponta elevadas, ao passo que a resistência lateral, sendo mobilizável para deformações mais baixas, assegura a maior parte da capacidade resistente da estaca quando a limpeza da base não é satisfatória. No entanto, a resistência de ponta pode ser aumentada significativamente depois de uma melhoria das condições de apoio da ponta – por exemplo, por injeção de calda de cimento ao nível da ponta da estaca (Wang *et al.*, 2013).

Relativamente à aplicação (ou não aplicação) desta técnica, as estacas podem ser classificadas como estacas moldadas normais (em que não é feita qualquer injeção com calda de cimento), estacas de base melhorada e estacas com solo melhorado na ponta e lateralmente. Existe grande dificuldade em garantir a capacidade resistente de uma estaca moldada normal, dificuldade usualmente relacionada com o facto de o fuste da estaca se encontrar em contacto com estratos pouco competentes ou a ponta da estaca estar assente em superfícies que não estejam devidamente regularizadas. O problema da limpeza da base da estaca pode ser mitigado com a injeção de calda de cimento, o que potencia não só o aumento da resistência de ponta, mas também da resistência lateral. No limite, poder-se-á afirmar que esta técnica pode permitir a redução do comprimento das estacas, mas a quantificação do acréscimo de capacidade resistente que resulta da sua aplicação carece ainda de investigação. No Quadro 2.1, encontram-se identificados alguns edifícios cujas estacas de fundação foram tratadas com técnicas deste tipo, salientando-se o facto da ordem de grandeza dos seus comprimentos indicar que pode ser interessante para assegurar boas condições de fundação de estacas de grandes dimensões (Wang *et al.*, 2013).

Quadro 2.1 – Exemplos de fundações por estacas em edifícios de grande altura na China (adaptado de Wang *et al.* (2013))

Nome do Edifício	Altura (m)	Pisos	Tipo de Estaca	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Tipo de estrato na ponta
New CCTV Tower	234,0	51	Estaca moldada	1200	51,7	Areia e cascalho
Tianjin Tower	336,9	75	Estaca moldada	1000	85,0	Areia siltosa
Shanghai White Magnolia Plaza	597,0	117	Estaca moldada	1000	90,0	Areia siltosa

Máquinas de perfuração ou escavação adequadas, técnicas e outros métodos auxiliares, são os fatores chave para a construção de estacas de grandes dimensões de boa qualidade. Equipamentos de perfuração são os mais adequados para solos moles, mas em solos duros ou rochas moles, equipamentos de perfuração giratória são mais eficientes. Diferentes equipamentos de perfuração ou escavação podem ou devem ser combinados consoante a estratigrafia do terreno. Wang *et al.* (2013) referem o exemplo do projeto da Wuhan Green Land Tower, no qual o equipamento de perfuração rotativa foi adotado para a argila, areia e rocha branda muito alterada, enquanto que rocha pouco alterada de origem argilosa e arenosa foi perfurada com equipamentos de percussão.

As normas de controlo e inspeção de estacas moldadas de grandes dimensões são muito mais exigentes do que para estacas moldadas usuais. A qualidade da estaca deve ser controlada durante o processo de construção, assim como a execução do furo, incluindo a profundidade, diâmetro, verticalidade e queda de sedimentos, devendo tudo isto ser cuidadosamente inspecionado. O número de furos inspecionados deve ser maior ou igual a 30% do número total de furos para estacas. A qualidade do fuste da estaca deve ser também submetida a um controlo de qualidade rigoroso, maioritariamente através de testes sínicos e testes de perfuração do núcleo. O número de estacas que deve ser inspecionado deve superar 10% do número total de estacas executadas para a fundação (Wang *et al.*, 2013).

3

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS MOLDADAS SEGUNDO A NP EN 1997-1:2010

3.1. PREÂMBULO

A previsão do comportamento de fundações por estacas é um problema particularmente difícil. De facto, para além das dificuldades inerentes à caracterização matemática dos mecanismos de interação entre a estaca e o terreno envolvente, segundo Silva Cardoso (s.d.) há outros fatores menos controláveis que tornam esta tarefa ainda mais complexa, tais como:

- a dificuldade em obter as características pormenorizadas do maciço de fundação;
- a perturbação induzida no terreno pela instalação das estacas;
- a impossibilidade de assegurar uma correspondência exata entre o projetado e o executado em obra, quer em termos de posicionamento, quer no que diz respeito às características dos materiais.

Por conseguinte, na ausência de abordagens teóricas suficientemente precisas para dar resposta ao problema exposto, as metodologias empíricas e os ensaios de carga têm vindo a ser privilegiados na determinação da capacidade de carga axial e lateral e dos deslocamentos experimentados para um dado conjunto de ações, sendo que uma dessas metodologias tem por base os resultados obtidos através do ensaio pressiométrico.

3.2. ENSAIO COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

3.2.1. ASPETOS PARTICULARES DO ENSAIO

O ensaio pressiométrico é um ensaio de campo bastante versátil que consiste na aplicação de pressões no terreno através da expansão de uma sonda cilíndrica (Mayne *et al.*, 2001), permitindo a caracterização de uma ampla gama de terrenos – desde solos finos até rochas brandas. Embora atualmente existam diferentes tipos de pressiómetro, com valências e aplicabilidade diversificadas, no presente trabalho versa-se apenas o ensaio com o pressiómetro de Ménard, que se encontra ilustrado na Fig. 3.1.

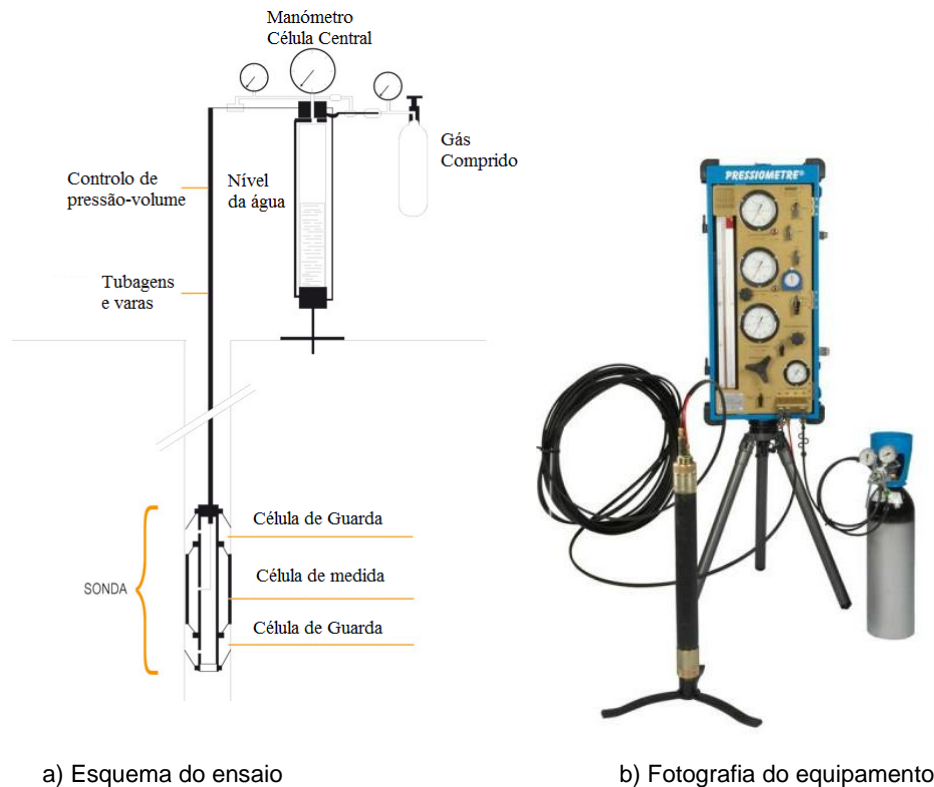


Fig. 3.1 – Pressiômetro de Ménard

A realização de um ensaio com o pressiômetro de Ménard pressupõe a realização prévia de um furo, a partir do qual é possível recolher amostras por extração do terreno (Matos Fernandes, 2011). No entanto, a furação prévia perturba o estado de tensão de repouso, pelo que, ao contrário do que sucede com o pressiômetro autoperfurador de Cambridge (Clarke, 1995), não é possível obter estimativas fiáveis do estado de tensão de repouso. De facto, a qualidade da furação é de tal forma determinante na obtenção de resultados que permitam caracterizar convenientemente o terreno prospetado que se os furos forem executado de forma descuidada se pode comprometer a própria validade dos resultados do ensaio realizado posteriormente (Matos Fernandes, 2011).

Por isso, embora do ponto de vista teórico este ensaio seja realizado com condições fronteira bem definidas e permita obter diagramas que relacionam tensões e deformações até à rotura, a perturbação e subsequente descompressão do terreno que resulta da realização do pré-furo limita a fiabilidade da utilização dos seus resultados para efeitos de determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade (Mayne *et al.*, 2001).

No entanto, estas limitações não inviabilizam o seu uso no âmbito do projeto geotécnico, nomeadamente no projeto de fundações, já que em França se procurou, por via empírica, correlacionar os resultados do ensaio pressiométrico com os assentamentos e as capacidades resistentes de fundações em diferentes tipos de terreno, do que resultou um dos métodos empíricos mais consagrados na análise e dimensionamento de fundações superficiais e profundas (Matos Fernandes, 2011).

3.2.2. PARÂMETROS DO ENSAIO

Resumidamente, os parâmetros mais relevantes que podem ser obtidos a partir de ensaios pressiométricos são os seguintes:

- pressão inicial, p_0 , que se encontra relacionada com a tensão horizontal de repouso (embora, como se referiu anteriormente, este ensaio não permita obter estimativas satisfatórias);
- pressão de fluência, p_f , que se encontra associada ao fim do regime de deformação elástica;
- pressão limite, p_L , correspondente à plastificação do terreno envolvente;
- módulo pressiométrico de Ménard, E_M , que pode ser interpretado como uma grandeza relacionada com o módulo de deformabilidade do terreno em regime elástico, a menos dos efeitos reológicos.

No âmbito da interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos, é ainda muito utilizada outra grandeza, a pressão limite diferencial, p_L^* , definida pela seguinte equação:

$$p_L^* = p_L - \sigma_{ho} \quad (3.1)$$

em que σ_{ho} é a tensão total horizontal de repouso.

Analisando a equação (3.1), é possível concluir que a determinação da pressão limite diferencial carece do conhecimento prévio da tensão total horizontal de repouso. Como o ensaio com o pressiômetro Ménard não permite estimar o seu valor com um nível de confiança aceitável, é necessário estimar o valor da tensão total horizontal de repouso por outra via. Em solos incoerentes normalmente consolidados, caracterizados por um ângulo de atrito efetivo ϕ' , o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , pode ser determinado recorrendo à equação (3.2), uma expressão semiempírica de Jaky (1994).

$$K_0 = \frac{1 + \frac{2}{3} \times \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} \times [1 - \sin(\phi')] \square [1 - \sin(\phi')] \quad (3.2)$$

Note-se que a expressão habitualmente utilizada é a que resulta da última simplificação apresentada na equação (3.2), embora a expressão original seja a mais extensa. Como as diferenças são pouco significativas e a última é bastante mais prática, considera-se aceitável a sua aplicação.

3.3. RESISTÊNCIA AXIAL DE UMA ESTACA ISOLADA

Um dos métodos mais consagrados na análise e dimensionamento de fundações profundas é um método empírico que é, em França, adotado como norma, que permite estimar resistências unitárias a partir de relações diretas com resultados de ensaios PMT ou CPT. Estas relações foram calibradas a partir de um número muito significativo de ensaios de carga estáticos levados a cabo em estacas devidamente instrumentadas, executadas com uma ampla gama de tecnologias em maciços com características geotécnicas bastante diversificadas. Ao longo do tempo, este método tem vindo a sofrer algumas alterações que refletem o crescimento da base de dados dos ensaios de carga que o sustentam, sendo que a sua última versão se encontra descrita na NF P94-262 (AFNOR 2012), a norma de aplicação Francesa do Eurocódigo 7 para fundações profundas, que substitui a regulamentação anteriormente em vigor, nomeadamente o Fascicule nº 62 – titre V (METT, 1993) e a DTU 13.2 (AFNOR 1992).

3.3.1. TECNOLOGIAS DE EXECUÇÃO

O modo de instalação das estacas no terreno influencia significativamente o seu comportamento, existindo dois grandes grupos: as estacas cravadas e as estacas moldadas. Como o próprio nome indica, as primeiras são aquelas que resultam de um processo de cravação do elemento de fundação no terreno, ao passo que as estacas moldadas são aquelas em que o espaço para o preenchimento do betão é obtido por perfuração e extração do terreno (Coelho, 1996).

No método proposto na NF P94-262 (AFNOR 2012), as tecnologias de execução contempladas são bastante mais abrangentes, na medida que a diferenciação entre o tipo de estacas não é feita de uma forma tão simplista; logo, é possível fazer estimativas mais realistas da capacidade de carga de estacas executadas em função das especificidades da tecnologia de execução utilizada. Por exemplo, no caso das estacas moldadas, a resistência lateral de estacas moldadas com tubos perdidos é inferior à de estacas moldadas com lamas bentoníticas, o que significa que é importante identificar a maneira como as paredes do furo são estabilizadas. No Quadro 3.1, apresentam-se apenas os tipos de estacas instaladas com extração do terreno considerados na NF P94-262 (AFNOR 2012).

Quadro 3.1 – Classes e categorias de estacas instaladas com extração do terreno (NF P94-262, AFNOR 2012)

Classe	Categoria	Tecnologia de Execução
1	1	Estacas moldadas sem tubo
	2	Estacas moldadas com fluidos estabilizadores
	3	Estacas moldadas com tubos perdidos
	4	Estacas moldadas com tubos recuperados
2	6	Estacas instaladas com trado contínuo

3.3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

A metodologia preconizada na NF P94-262 (AFNOR 2012) para a determinação da capacidade de carga de estacas carregadas axialmente pode ser aplicada a estacas instaladas nos seguintes tipos de material:

- argilas e siltes;
- areias e cascalhos;
- cré;
- margas e calcários margosos;
- rochas alteradas e fragmentadas.

Tendo em conta a relevância dada pela NF P94-262 (AFNOR 2012) ao ensaio PMT como ensaio de campo de referência para a caracterização geotécnica dos terrenos de fundação, apresenta-se na Fig. 3.2 um ábaco a partir do qual é possível classificar o material prospetado a partir de duas grandezas obtidas no ensaio PMT, concretamente a pressão limite diferencial e o módulo pressiométrico.

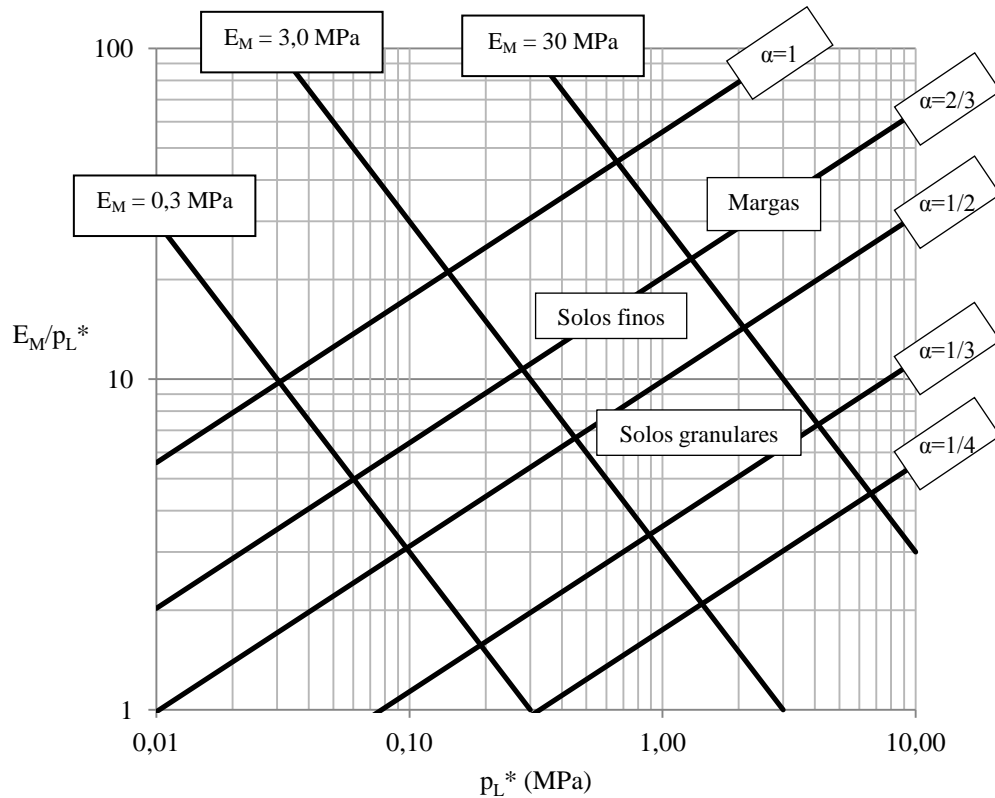


Fig. 3.2 – Classificação de solos e rochas em função da relação entre p_L^* e E_M/p_L^* (adaptado de Baud e Gambim (2014))

Na Fig. 3.2, é possível constatar que os solos granulares tendem a apresentar uma razão E_M/p_L^* mais baixa do que os solos finos. Segundo Baud (2005), uma das razões para esta constatação experimental prende-se com o facto de, em solos finos imersos, a expansão da cavidade cilíndrica poder gerar excessos de pressão neutra, o que conduz a um aumento artificial da rigidez do material e, por conseguinte, da razão E_M/p_L^* . Além disso, é importante ter presente que a perturbação induzida nas paredes da cavidade tende a ser maior em solos incoerentes, pelo que a avaliação da rigidez dos materiais a partir do ensaio pressiométrico é mais fiável em solos finos (Clarke, 1995).

Ainda na Fig. 3.2, é apresentado o parâmetro α , que se trata do coeficiente reológico do material. Este parâmetro adimensional é utilizado para estimar o módulo de deformabilidade, E , a partir do módulo pressiométrico. Embora existam várias propostas para o fazer, a relação mais utilizada é a que se encontra expressa na equação (3.3) (Viana da Fonseca, 1996).

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \quad (3.3)$$

Por último, salienta-se que os valores apresentados na Fig. 3.2 para o parâmetro α foram calibrados para tensões de confinamento correspondentes a uma profundidade média de 10 metros (Baud e Gambim, 2013), pelo que qualquer classificação do terreno que tenha por base a Fig. 3.2 deve ser vista como meramente indicativa.

Relativamente ao intervalo de valores que a pressão limite diferencial assume habitualmente, apresenta-se no Quadro 3.2 um conjunto de valores de referência em função do tipo de material e respetiva compacidade.

Quadro 3.2 – Pressões limite diferenciais de referência (NF P94-262, AFNOR 2012)

Material		p_L^* (MPa)
Solos finos (argilas e siltes)	Moles	<0,4
	Médios	0,4 a 1,2
	Rijos	1,2 a 2,0
	Muito rijos	$\geq 2,0$
Solos granulares (areias e cascalhos)	Muito soltos	<0,2
	Soltos	0,2 a 0,5
	Medianamente compactos	0,5 a 1,0
	Compactos	1,0 a 2,0
	Muito compactos	$\geq 2,0$
Cré	Brando	<0,7
	Alterado	0,7 a 3,0
	São	$\geq 3,0$
Marga e calcário margoso	Branda(o)	<1,0
	Rija(o)	1,0 a 4,0
	Muito rija(o)	$\geq 4,0$

No Quadro 3.3 encontram-se indicados valores a partir dos quais é possível inferir o grau de sobreconsolidação e o valor do coeficiente reológico em função da granulometria do material e do rácio E_M/p_L .

Quadro 3.3 – Grau de sobreconsolidação em função do valor de E_M/p_L (NF P94-262, AFNOR 2012)

Terreno	Argila		Silte		Areia		Cascalho	
	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α	E_M/p_L	α
Subconsolidado	7 a 9	1/2	5 a 8	1/2	5 a 7	1/3	-	-
Normalmente consolidado	9 a 16	2/3	8 a 14	1/2	7 a 12	1/3	6 a 10	1/4
Sobreconsolidado	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3

Note-se que os rácios E_M/p_L apresentados no Quadro 3.3 corroboram a constatação que resulta da análise da Fig. 3.2 em relação ao crescimento do seu valor com a diminuição da dimensão das partículas, já que os valores crescem do cascalho para a argila.

3.3.3. RESISTÊNCIAS UNITÁRIAS DERIVADAS DO ENSAIO PMT

As resistências unitárias mobilizáveis lateralmente e por ponta dependem do tipo de estaca e das características do terreno em que é instalada.

Na NF P94-262 (AFNOR 2012), a resistência unitária mobilizável lateralmente, q_s , é expressa através da equação (3.4).

$$q_s = \alpha_{\text{pieu-sol}} \times f_{\text{sol}} \quad (3.4)$$

sendo $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ um parâmetro adimensional que depende do tipo de estaca e do tipo de terreno (ver Quadro 3.4) e f_{sol} uma grandeza em unidades de tensão que relaciona o valor de p_L^* com a resistência lateral unitária (ver equação (3.5)).

$$f_{\text{sol}} = (a \times p_L^* + b) \times \left(1 - e^{-c \times p_L^*}\right) \quad [\text{MPa}; \text{MPa}] \quad (3.5)$$

onde a, b e c são parâmetros adimensionais que dependem exclusivamente do tipo de terreno (ver Quadro 3.5).

Quadro 3.4 – Valores de $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ (NF P94-262, AFNOR 2012)

Categoria	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário margoso
1	1,1	1,0	1,8	1,5
2	1,25	1,4	1,8	1,5
3	0,7	0,6	0,5	0,9
4	1,25	1,4	1,7	1,4
6	1,5	1,8	2,1	1,6

Quadro 3.5 – Valores de a, b e c em função do tipo de terreno (NF P94-262, AFNOR 2012)

Tipo de terreno	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário margoso
a	0,003	0,01	0,007	0,008
b	0,04	0,06	0,07	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3,0

Na NF P94-262 (AFNOR, 2012), recomenda-se a não consideração de valores da resistência lateral unitária superiores aos indicados no Quadro 3.6, que constituem, por isso, um limite superior, $q_{s,\text{máx}}$, para os valores obtidos a partir da equação (3.4).

Quadro 3.6 – Limite superior para a resistência lateral unitária (NF P94-262, AFNOR 2012)

Categoria	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário margoso
1	90	90	200	170
2	90	90	200	170
3	50	50	50	90
4	90	90	170	170
6	90	170	200	200

Já a resistência unitária de ponta, q_b , é definida à custa da pressão limite diferencial que interessa a ponta da estaca, conforme se pode constatar a partir da equação (3.6),

$$q_b = \sigma_{v0} + k_p \times p_{Le}^* \quad (3.6)$$

sendo σ_{v0} a tensão total vertical de repouso à cota de ponta da estaca, k_p um fator de capacidade de carga (ver Quadro 3.7) e p_{Le}^* é a pressão limite diferencial equivalente (definida na equação (3.7)),

$$p_{Le}^* = \frac{1}{3 \times a + b} \times \int_{D-b}^{D+3 \times a} p_L^*(z) dz \quad (3.7)$$

sendo a o valor mínimo entre metade do diâmetro da estaca e 0,50 metros, b é o valor mínimo entre a e o comprimento de encastramento no substrato mais competente e D a profundidade a que ponta da estaca se encontra.

Quadro 3.7 – Fator de capacidade de carga k_p (NF P94-262, AFNOR 2012)

Classe da estaca	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário margoso
1	1,15	1,10	1,45	1,45
2	1,30	1,65	1,60	1,60

Tendo em conta que o valor da tensão total vertical de repouso à profundidade da ponta da estaca é, em regra, desprezável quando comparada com a pressão limite diferencial equivalente, é habitual desprezar a tensão total vertical de repouso na determinação da resistência unitária de ponta da estaca a partir da equação (3.6). Contudo, se as estacas atingirem profundidades mais elevadas, a parcela relativa à tensão total vertical de repouso pode-se tornar menos desprezável e, nessas circunstâncias, desprezá-la pode ser uma opção demasiado conservativa.

No que à equação (3.7) concerne, trata-se de uma média ponderada da pressão limite diferencial em torno da ponta da estaca. Por exemplo, para estacas flutuantes de diâmetro não inferior a Ø1000, a

pressão limite diferencial equivalente é a média ponderada dos valores da pressão limite diferencial no comprimento compreendido entre a ponta da estaca e $3 \times 0,50 = 1,50$ metros abaixo da mesma. Note-se que, no caso de estacas flutuantes, não deverá fazer sentido considerar que a ponta da estaca se encontra acomodada num substrato mais competente, daí que se tenha considerado apenas a contribuição dos valores da pressão limite diferencial abaixo da ponta da estaca.

Assim, para uma estaca circular de diâmetro \varnothing e comprimento D , a capacidade resistente do terreno quando a estaca é carregada axialmente é dada pela equação (3.8) para esforços de compressão e pela equação (3.9) para esforços de tração.

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = \pi \times \varnothing \times \int_0^D q_s(z) dz + \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \times q_b \quad (3.8)$$

$$R_{t,cal} = R_{s,cal} = \pi \times \varnothing \times \int_0^D q_s(z) dz \quad (3.9)$$

Note-se que o índice “cal” designa resistências calculadas a partir de ensaios do terreno, neste caso particular do ensaio pressiométrico, já que a determinação das resistências características e posteriormente das resistências de cálculo carece da aplicação de coeficientes de correlação e de coeficientes parciais de segurança.

3.3.4. RESISTÊNCIAS CARACTERÍSTICAS – O MÉTODO DA “ESTACA MODELO”

Uma vez definido o perfil geotécnico do terreno de fundação a partir de um ensaio pressiométrico, é possível aplicar o método explanado nas secções anteriores para estimar a capacidade resistente de uma estaca instalada nesse terreno. Tendo em conta que uma campanha de prospeção geotécnica não se deverá cingir apenas a um ensaio, é possível definir tantos perfis geotécnicos quantos ensaios forem realizados. Naturalmente que quanto mais ensaios forem realizados, menor a incerteza em relação às características do terreno de fundação. Por isso, na NP EN 1997-1 (2010) – Eurocódigo 7, é proposto um método para determinar o valor característico da resistência de uma estaca que tem em conta o número de ensaios do terreno – ver equação (3.10).

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (3.10)$$

sendo $(R_{c,cal})_{mean}$ e $(R_{c,cal})_{min}$ os valores médio e mínimo, respetivamente, das n resistências calculadas a partir dos n ensaios do terreno realizados e ξ_3 e ξ_4 coeficientes de correlação que dependem exclusivamente do número de ensaios do terreno (ver Quadro 3.8).

Quadro 3.8 – Coeficientes de correlação ξ_3 e ξ_4

Número de ensaios, n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Os coeficientes de correlação apresentados no Quadro 3.8 diminuem com o número de ensaios de campo realizados, o que reflete a diminuição da incerteza que resulta de uma caracterização geotécnica mais completa do terreno. Note-se que os valores indicados dizem respeito a áreas de 2500 m², isto é, foram calibrados para um conjunto de ensaios que caracteriza áreas de 2500 m² (NF P94-262, AFNOR 2012). Contudo, por simplificação e pelo facto de não constar na NP EN 1997-1 (2010) – Eurocódigo 7, não é apresentada a formulação que permite ter em conta a área caracterizada na quantificação do valor dos coeficientes de correlação.

3.3.5. RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO

Uma vez determinado o valor característico da resistência axial de uma estaca, o valor de cálculo correspondente é obtido por aplicação de coeficientes parciais de segurança. Para o efeito, é necessário utilizar uma das três abordagens de cálculo contempladas na EN 1997-1 (2009); em Portugal, é adotada a abordagem de cálculo 1 (NP EN 1997-1, 2010).

Para estacas carregadas axialmente, a abordagem de cálculo 1 consiste na aplicação de duas combinações de coeficientes parciais de segurança, a saber:

- Combinação 1: A1 e R1;

- Combinação 2: A2 e R4.

A1 e A2 são conjuntos de coeficientes parciais de segurança aplicados às ações ou aos seus efeitos, γ_E (ver Quadro 3.9); R1 e R4 são conjuntos de conjuntos de coeficientes parciais de segurança aplicados às capacidades resistentes de estacas, γ_R (ver Quadro 3.10 e Quadro 3.11).

Quadro 3.9 – Coeficientes parciais de segurança para ações ou seus efeitos

Ação	Efeito	A1	A2
Permanente	Desfavorável	1,35	1,00
	Favorável	1,00	1,00
Variável	Desfavorável	1,50	1,30
	Favorável	0,00	0,00

Quadro 3.10 – Coeficientes parciais de segurança para capacidades resistentes de estacas instaladas com extração do terreno (exceto com trado contínuo)

Capacidade resistente	R1	R4
Ponta	1,25	1,60
Lateral (compressão)	1,00	1,30
Lateral (tração)	1,25	1,60

Quadro 3.11 – Coeficientes parciais de segurança para capacidades resistentes de estacas instaladas com trado contínuo

Capacidade resistente	R1	R4
Ponta	1,10	1,45
Lateral (compressão)	1,00	1,30
Lateral (tração)	1,25	1,60

Na combinação 1, a majoração das ações atuantes nas estacas é efetuada da forma convencional, isto é, aplicando os coeficientes parciais de segurança previstos no projeto de elementos estruturais que não envolva ações geotécnicas, nem resistências do terreno, de acordo com o disposto na NP EN 1990-1 (2009) – Eurocódigo 0. O valor de cálculo da capacidade resistente da estaca é obtido por aplicação de um coeficiente parcial de segurança aos valores característicos da resistência lateral e, se aplicável, da resistência de ponta, sendo que os coeficientes parciais referentes à resistência lateral de estacas comprimidas assumem valores unitários (ver Quadro 3.10 e Quadro 3.11).

Na combinação 2, apenas as ações variáveis desfavoráveis são majoradas. Em contrapartida, as capacidades resistentes das estacas são minoradas por coeficientes parciais mais elevados, conforme se pode constatar por comparação dos valores respeitantes aos conjuntos R1 e R4 indicados no Quadro 3.10 e no Quadro 3.11.

Note-se que a consideração de duas combinações de coeficientes parciais de segurança reflete o facto de, em problemas de carácter geotécnico, as capacidades resistentes e os efeitos das ações poderem ter a mesma origem, isto é, um determinado parâmetro pode influenciar simultaneamente o valor das capacidades resistentes e dos efeitos das ações.

3.4. DEFORMABILIDADE AXIAL DE UMA ESTACA ISOLADA

No que concerne à deformabilidade axial de estacas, a NF P94-262 (AFNOR 2012) descreve uma metodologia semiempírica através da qual é possível a avaliação da rigidez axial de uma estaca isolada, recorrendo a curvas τ -s (resistência lateral unitária vs. deslocamento vertical) e q-s (resistência unitária de ponta vs. deslocamento vertical).

O assentamento da cabeça de uma estaca isolada pode ser escrito à custa da combinação do assentamento da ponta e da deformação experimentada pela estaca propriamente dita. Note-se que esta última não corresponde ao encurtamento axial de uma peça sujeita a uma força de compressão uniforme, uma vez que a carga que lhe é transmitida se vai degradando ao longo do fuste. A definição das leis que permitem definir a relação entre a carga mobilizável lateralmente e o deslocamento vertical experimentado por um determinado ponto do fuste e a carga mobilizável por ponta e o respetivo deslocamento vertical é feita a partir do módulo pressiométrico e das resistências unitárias determinadas pela metodologia explanada na secção 3.3 (NF P94-262, AFNOR 2012), encontrando-se representadas graficamente na Fig. 3.3.

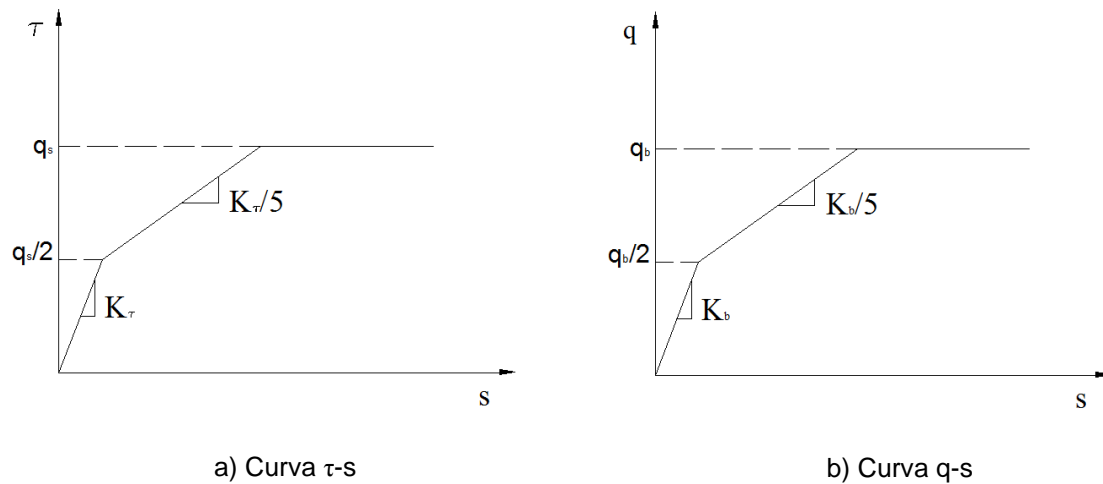


Fig. 3.3 – Avaliação da rigidez axial de uma estaca a partir dos valores da resistência lateral e resistência de ponta (NF P94-262, AFNOR 2012)

A avaliação dos parâmetros K é função do tipo de terreno. Para solos granulares, os valores destes parâmetros podem ser obtidos através das expressões (3.11) e (3.12),

$$K_{\tau} = \frac{0.8E_M}{B} \quad (3.11)$$

$$K_q = \frac{4.8E_M}{B} \quad (3.12)$$

sendo B o diâmetro da estaca.

3.5. ESTACA ISOLADA SUJEITA A CARGAS TRANSVERSAIS

3.5.1. GENERALIDADES

No que se refere à resistência lateral de fundações profundas, a NP EN 1997-1 (2010) apresenta apenas um conjunto de considerações de carácter genérico. Isto é, o problema das estacas sujeitas a cargas transversais é apenas abordado conceptualmente, fazendo-se referência aos aspetos que devem ser tidos em consideração quando se avaliam os deslocamentos transversais de fundações por estacas.

Em contrapartida, a NF P94-262 (AFNOR 2012) não é tão generalista, sugerindo a aplicação de uma metodologia empírica que descreve detalhadamente. Trata-se de um método desenvolvido por Ménard *et al.* (1969) que se baseia nos resultados do ensaio pressiométrico para definir curvas p - y .

3.5.2. COMPORTAMENTO TRANSVERSAL DE UMA ESTACA ISOLADA A PARTIR DO ENSAIO PMT

Ménard *et al.* (1969) desenvolveram uma metodologia para a determinação de curvas p - y bilineares (ver Fig. 3.4) relacionando os parâmetros que as definem com duas grandezas obtidas nos ensaios pressiométricos – a pressão de fluência e a o módulo pressiométrico.

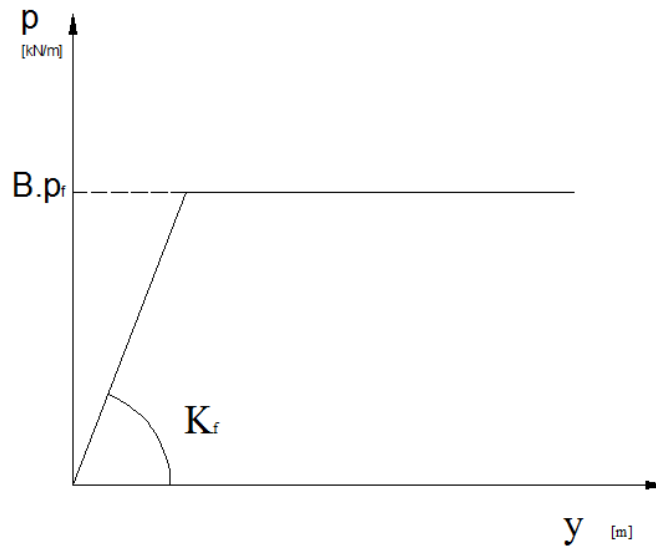


Fig. 3.4 – Curvas p-y com base no ensaio com o pressiómetro de Ménard

A Fig. 3.4 mostra que a relação entre a carga lateral mobilizável por unidade de desenvolvimento longitudinal de estaca, p , e o deslocamento lateral experimentado, y , é definida por dois ramos – um linearmente crescente com declive K_f , definido pela equação (3.13), ao qual se segue um patamar definido pelo produto entre o diâmetro da estaca, B , e a pressão de fluência,

$$K_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left[2.65 \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \alpha} \quad (3.13)$$

em que B_0 é um diâmetro de referência igual a 0,60m;

3.6. GRUPOS DE ESTACAS SOB CARGAS LATERAIS

A avaliação da distribuição de cargas horizontais por estacas inseridas em grupos com várias estacas é um problema complexo. Segundo o Guia de cimentacion en obras de carretera (2002), as estacas que deverão absorver a maior parcela da carga horizontal são as que se encontram mais próximas das cargas aplicadas, referindo-se ainda que a quantificação das forças horizontais transmitidas a cada uma das estacas carece da realização de modelos numéricos que tenham em conta a interação entre estacas adjacentes.

Por simplificação, o referido guia sugere que se considere que a força horizontal total deve ser distribuída entre os sucessivos alinhamentos de estacas transversais à direção de aplicação da carga, atribuindo a cada um dos alinhamentos metade da carga atribuída ao alinhamento anterior. Ou seja, adotando como referência a Fig. 3.5, a carga transmitida à fila 1 é o dobro da carga transmitida à fila 2 e assim sucessivamente.

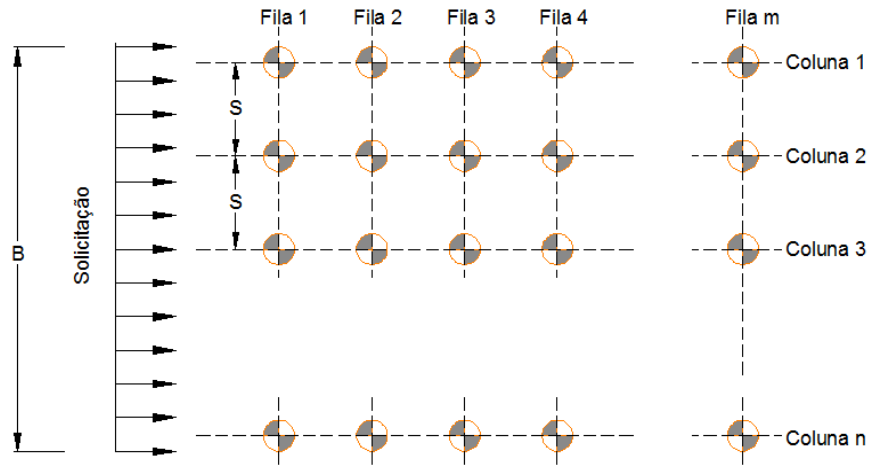


Fig. 3.5 – Efeito grupo para forças horizontais (adaptado Guia de cimentacion en obras de carretera (2002))

A distribuição da solicitação total horizontal pode ser feita seguindo a metodologia que se segue e se complementa com a Fig. 3.5.

Primeiramente é determinado o fator redução por número de filas (ver expressão (3.14)).

$$f = \frac{1}{1 + \frac{1}{2} + \dots + \frac{2}{2^{m-1}}} = \frac{2^{m-1}}{2^m - 1} \quad (3.14)$$

Determinado o fator de redução a solicitação aplicada em cada estaca pode ser obtida através de um conjunto de expressões interdependentes (equações (3.15) (3.16) (3.17) (3.18)).

$$\text{Fila 1} \quad E_1 = \frac{1}{n} \cdot E_{\text{tot}} \cdot f \quad (3.15)$$

$$\text{Fila 2} \quad E_2 = \frac{1}{2} \cdot E_1 \quad (3.16)$$

$$\text{Fila i} \quad E_i = \frac{1}{2} E_{i-1} \quad (3.17)$$

$$\text{Fila m} \quad E_m = \frac{1}{2} \cdot E_{m-1} \quad (3.18)$$

sendo:

E_{tot} a solicitação horizontal total;

n o número de estacas por fila;

m o número de filas.

Embora se trate de uma abordagem bastante expedita e, por isso, apelativa, é importante salientar que conduz a resultados que se encontram muito pelo lado da segurança, especialmente se o grupo de estacas for numeroso, pelo que deve ser aplicada com algumas reservas. Além disso, realça-se que a distribuição da carga transversal pelas estacas que constituem o grupo só se coaduna com a distribuição tipicamente considerada na análise deste tipo de problemas se a carga for aplicada junto à fila m, já que a fila em que o efeito de sombra é menos importante é a fila da frente (na Fig. 3.5, a fila da frente é a fila m), possuindo portanto maior capacidade resistente e menor deformabilidade que as restantes. De qualquer forma, como geralmente se extrapola a armadura necessária na estaca mais solicitada para as restantes estacas, considera-se lícita a utilização desta metodologia para efeitos de dimensionamento.

4

CASO PRÁTICO

4.1. ENQUADRAMENTO E DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

Numa perspetiva de aplicação das metodologias explanadas no capítulo 3 ao dimensionamento de fundações por estacas, apresenta-se no presente capítulo a descrição do processo de dimensionamento da fundação de um edifício alto.

Trata-se de uma unidade hoteleira (cuja localização não é divulgada por razões de confidencialidade) com rés-do-chão mais 40 pisos, num total de cerca de 145 metros de altura, e configuração retangular em planta com aproximadamente $57 \times 30 \text{ m}^2$. Em termos estruturais, a sua geometria é regular quer em planta, quer em altura, conforme se pode constatar a partir da Fig. 4.1 e da Fig. 4.2.

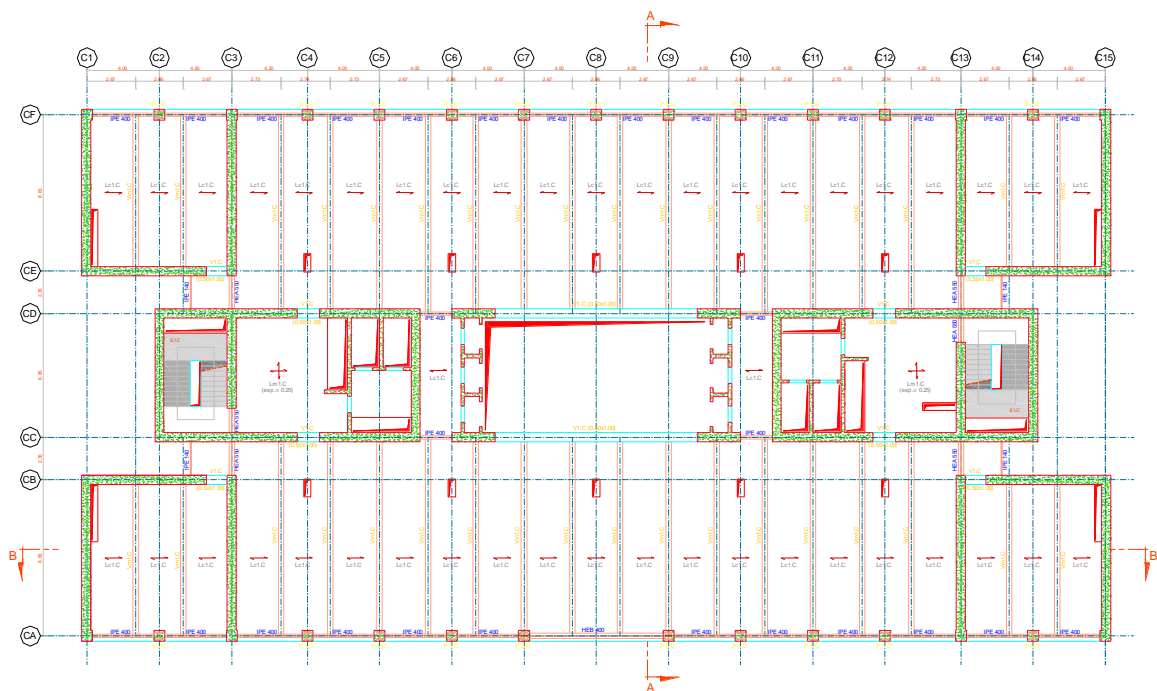


Fig. 4.1 – Planta estrutural do piso tipo

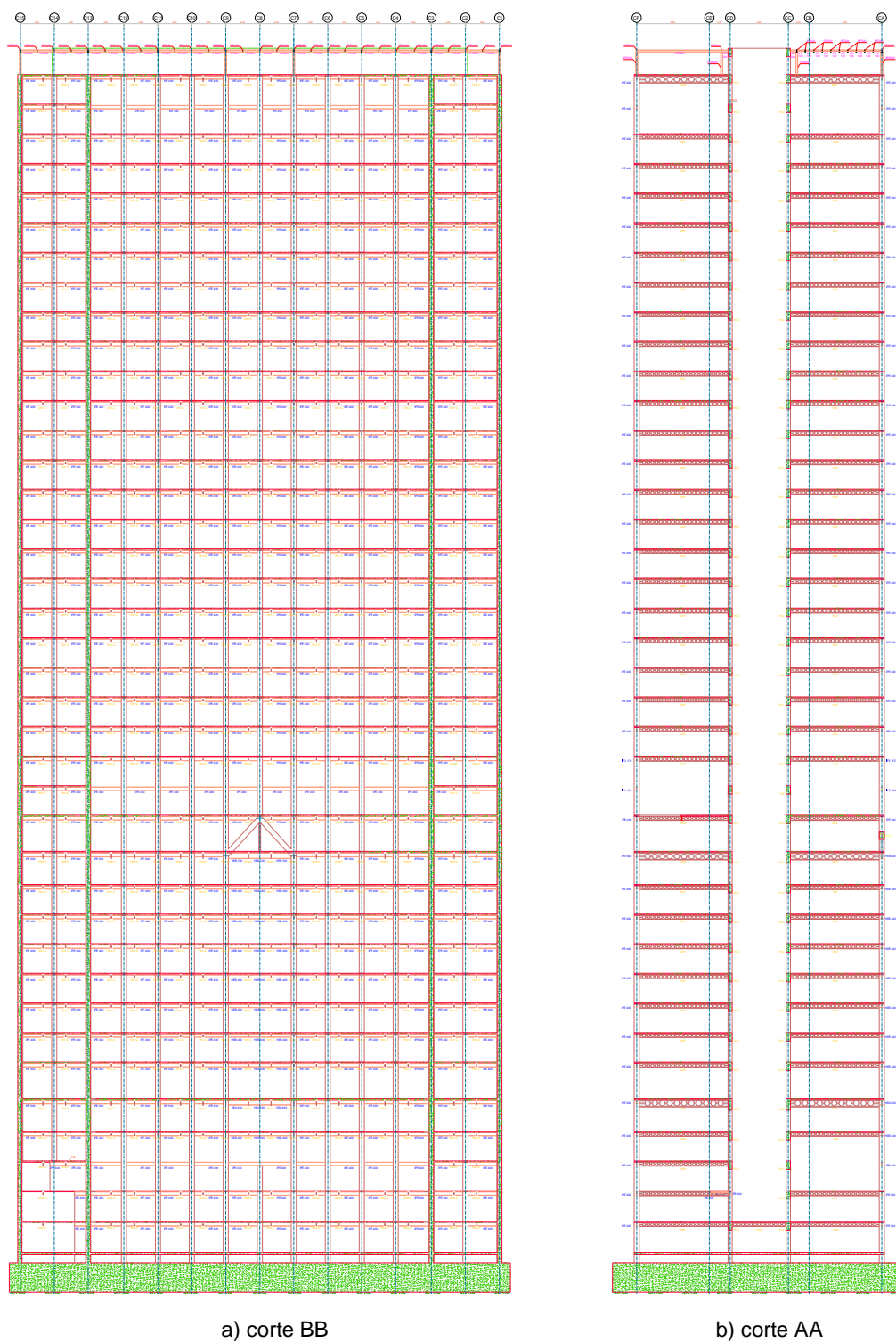


Fig. 4.2 – Cortes estruturais:

A malha estrutural dos elementos verticais é composta por pilares mistos localizados na periferia, dois núcleos centrais de rigidez elevada e quatro conjuntos de paredes de 50 cm de espessura dispostos nos quatro cantos do edifício (ver Fig. 4.1), sendo que estes dois últimos constituem o sistema de contraventamento que assegura a estabilidade global da estrutura.

Pretende-se, assim, definir uma solução para a fundação deste sistema estrutural tendo em vista a verificação das condições de segurança respeitantes a estados limites últimos e estados limites de utilização.

4.2. AÇÕES E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações consideradas no dimensionamento das fundações foram as constantes no projeto da superestrutura, que teve por base a NP EN 1991-1-1:2009 e a NP EN 1991-1-4, Eurocódigo 1 partes 1 e 4 respetivamente (ver Quadro 4.1).

Quadro 4.1 – Ações consideradas e respetiva natureza

Natureza	Designação	Elementos
Permanente	Peso próprio da estrutura	Betão armado, aço em perfil e lajes mistas
	Restantes cargas permanentes	Paredes divisórias, betonilha, acabamentos, isolamento acústico, tetos falsos e equipamentos técnicos suspensos
	Restantes cargas permanentes associadas ao peso próprio das fachadas	Fachadas
Variável	Sobrecarga de utilização	-
	Vento	-

Note-se que a ação sísmica não se encontra no Quadro 4.1, dado que, neste caso particular, se verifica que a ação do vento e os efeitos de 2ª ordem são condicionantes.

Para além das ações apresentadas no Quadro 4.1, foram ainda considerados nas combinações de estado limite último (ELU) os efeitos das imperfeições geométricas nas duas direções ortogonais x e y que definem planos horizontais, recorrendo a forças horizontais equivalentes. Assim, a lista dos casos de carga correspondentes aos efeitos de ações permanentes encontra-se no Quadro 4.2, ao passo que os casos de carga respeitantes aos efeitos de ações variáveis, assim como os respetivos fatores de combinação ψ_0 e ψ_2 para as quais a sua definição é relevante, se encontram indicados no Quadro 4.3.

Quadro 4.2 – Casos de carga referentes aos efeitos de ações permanentes

Casos de Carga	Símbolo
Peso próprio	G_1
Restantes cargas permanentes	G_2
Restantes cargas permanentes associadas ao peso próprio das fachadas	G_3
Imperfeições geométricas na direção x associadas a G_1	IG_{1x}
Imperfeições geométricas na direção y associadas a G_1	IG_{1y}
Imperfeições geométricas na direção x associadas a G_2+G_3	IG_{2x}
Imperfeições geométricas na direção y associadas a G_2+G_3	G_{2y}

Quadro 4.3 – Casos de carga referentes aos efeitos de ações variáveis e respectivos fatores de combinação

Casos de Carga	Símbolo	ψ_0	ψ_2
Sobrecarga de utilização	Q	0,6	0,4
Vento na direção x	W_x	0,6	0
Vento na direção y	W_y	0,6	0
Imperfeições geométricas na direção x associadas a Q	IQ_x	0,6	0,4
Imperfeições geométricas na direção y associadas a Q	IQ_y	0,6	0,4

A verificação da segurança em estado limite último (ELU) das fundações foi levada a cabo para as combinações de ações que resultam da aplicação dos coeficientes parciais de segurança apresentados no Quadro 3.9 – combinações 1 e 2 da Abordagem de Cálculo 1 da NP EN 1997-1 (2010) - EC7-1.

Porém, é importante salientar que os efeitos das ações horizontais foram amplificados para ter em conta os efeitos de 2ª ordem, recorrendo a uma metodologia simplificada proposta na cláusula 5.2.2(2) da NP EN 1993-1 (2010) – Eurocódigo 3. Trata-se de um método que se baseia no pressuposto de que em estruturas porticadas calculadas através de uma análise elástica global, os efeitos de 2ª ordem associados a deslocamentos laterais, devido à presença de cargas verticais, podem ser calculados através da amplificação das cargas horizontais e das cargas equivalentes às imperfeições geométricas pelo fator

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (4.1)$$

desde que o parâmetro de carga crítica, α_{cr} , não seja inferior a 3,0.

No caso da estrutura em análise, α_{cr} toma o valor de 4, do que resulta um fator de amplificação de 4/3, sendo, por isso, necessário majorar o valor das ações horizontais nas combinações de ELU pelo valor de 4/3 (para além do respetivo coeficiente parcial de segurança).

Então, aplicando os coeficientes parciais de segurança definidos no Quadro 3.9, os fatores de combinação indicados no Quadro 4.3 e o fator de amplificação das cargas horizontais de 4/3, procedeu-se à definição de 8 combinações de ações em ELU (ver Quadro 4.4).

Quadro 4.4 – Combinação de ações em ELU para a Abordagem de Cálculo 1 da NP EN 1997-1 (2010)

Combinação	Símbolo	Expressão
Combinação 1	C1.1	$1,35 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,5 \times \left[Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y + 0,6 \cdot W_x) \right]$
	C1.2	$1,35 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,5 \times \left[Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y + 0,6 \cdot W_y) \right]$
	C1.3	$1,35 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,5 \times \left[\frac{4}{3} \cdot W_x + 0,6 \cdot \left(Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y) \right) \right]$
	C1.4	$1,35 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,5 \times \left[\frac{4}{3} \cdot W_y + 0,6 \cdot \left(Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y) \right) \right]$
Combinação 2	C2.1	$1,0 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,3 \times \left[Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y + 0,6 \cdot W_x) \right]$
	C2.2	$1,0 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,3 \times \left[Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y + 0,6 \cdot W_y) \right]$
	C2.3	$1,0 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,3 \times \left[\frac{4}{3} \cdot W_x + 0,4 \cdot \left(Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y) \right) \right]$
	C2.4	$1,0 \times \left[G_1 + G_2 + G_3 + \frac{4}{3} \cdot (IG_{1x} + IG_{2x} + IG_{2X} + IG_{2Y}) \right] + 1,3 \times \left[\frac{4}{3} \cdot W_y + 0,4 \cdot \left(Q + \frac{4}{3} \cdot (IQ_x + IQ_y) \right) \right]$

Note-se que, uma vez que a estrutura é simétrica, se considerou apenas um dos dois possíveis sentidos de ação do vento.

Por fim, apresenta-se no Quadro 4.5 a combinação quase-permanente, para a qual foram feitas as verificações de aptidão para a utilização – nomeadamente, controlo de assentamentos.

Quadro 4.5 - Combinação quase-permanente

Combinação	Símbolo	Expressão
Combinação quase-permanente	C.Q.P.	$1,0 \times (G_1 + G_2 + G_3) + 0,3 \times (Q)$

4.3. MODELO ESTRUTURAL

A estrutura do edifício foi modelada através do programa de cálculo estrutural *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*. Os elementos lineares (vigas e pilares) foram modelados com elementos de barra, ao passo que os elementos laminares (lajes e paredes) foram definidos com painéis de elementos finitos.

Na prática, o modelo global a partir do qual é feito o dimensionamento dos elementos verticais (pilares e paredes) é o mesmo que é utilizado para fornecer reações à equipa encarregue de efetuar o dimensionamento das fundações. Neste modelo, não é possível refinar as malhas de elementos de finitos que definem as lajes e as paredes, uma vez que em edifícios de vários pisos isso conduziria a um número de elementos finitos que o programa não seria capaz de suportar. Porém, salienta-se que a perda de precisão que resulta desta simplificação não é particularmente importante no âmbito de análises globais, procedendo-se apenas a um adensamento das malhas de elementos finitos quando se realizam análises locais.

Na Fig. 4.3, encontra-se representado o modelo estrutural do edifício, no qual, por simplificação, se introduziram apoios rígidos (isto é, que impedem qualquer tipo de translação e rotação) ao nível das bases de todos os elementos verticais – paredes e pilares.

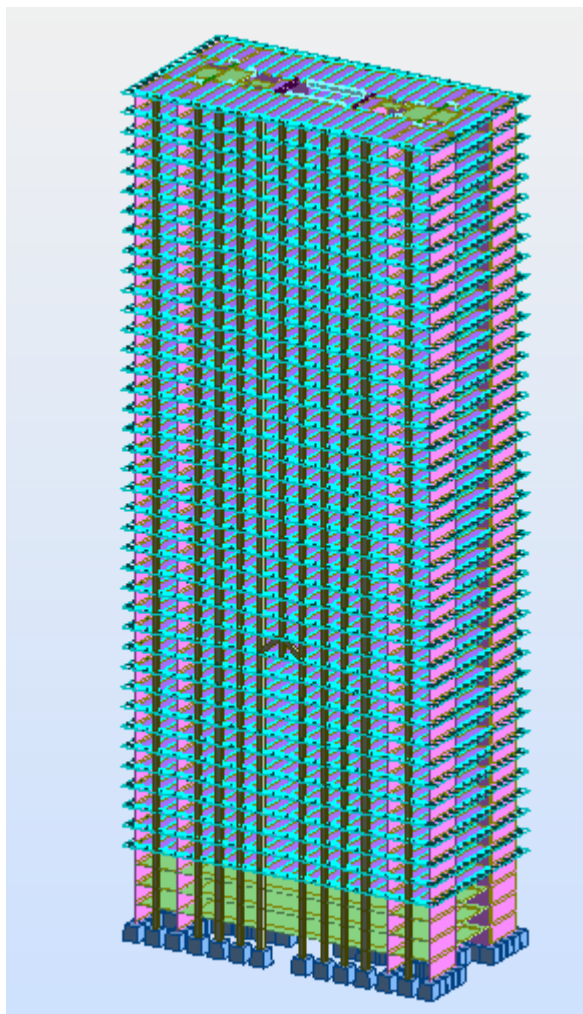


Fig. 4.3 – Modelo global da estrutura do edifício

É evidente que os apoios rígidos não reproduzem a verdadeira flexibilidade da fundação do edifício, mas numa fase preliminar em que ainda se desconhece a solução a adotar afigura-se como simplificação aceitável como ponto de partida.

4.4. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

4.4.1. CAMPANHA DE PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA

Antes de se possuir qualquer informação acerca das características geotécnicas do terreno de fundação para além da que é possível obter a partir de cartas geológicas, da experiência local ou de *logs* de sondagens realizadas em terrenos próximos do local em apreço, existe a necessidade de definir a campanha de prospeção geotécnica a efetuar, ou seja, os ensaios de campo e de laboratório a realizar de modo a determinar as propriedades mais relevantes do terreno de fundação.

Para levar a cabo esta tarefa, foram tidas em consideração as recomendações constantes na parte 2 do Eurocódigo 7, mais concretamente no Anexo B da prEN 1997-2 (2006), no que diz respeito, por exemplo, à adequabilidade dos diversos tipos de ensaio para caracterizar uma ampla gama de materiais.

Neste caso particular, existia a informação de que o terreno consistia em solos arenosos com alguma fração fina. Por conseguinte, e atendendo à versatilidade do ensaio pressiométrico, optou-se por uma campanha de prospeção com 6 ensaios com o pressiómetro de Ménard, localizados nos pontos indicados na Fig. 4.4.

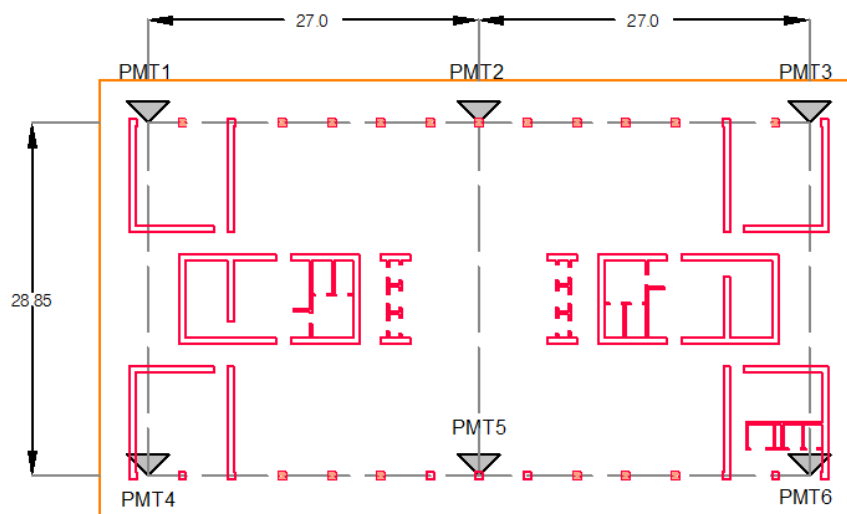


Fig. 4.4 – Malha de prospeção geotécnica

O número de ensaios e os critérios utilizados para definir a sua localização também foram definidos com base na prEN 1997-2 (2006) que, para edifícios de grande altura, recomenda que as sondagens sejam feitas na respetiva área de implantação com espaçamentos da ordem dos 15 a 40 metros.

Relativamente à profundidade até à qual os ensaios devem ser realizados, a prEN 1997-2 (2006) apresenta várias recomendações para fundações superficiais e profundas. No caso de fundações por estacas, preconiza-se que o terreno seja caracterizado até uma profundidade não inferior à menor dimensão do retângulo que envolve o grupo de estacas. Salienta-se, porém, que esta recomendação deve ser vista apenas como meramente indicativa, já que se existir um substrato rochoso a uma profundidade francamente inferior não deverá ser necessário atingir profundidades tão elevadas.

Por conseguinte, foi efetuada uma estimativa grosseira do comprimento que as estacas deveriam possuir para assegurar a verificação das condições de segurança, tendo-se concluído que não deveriam ser necessários comprimentos superiores a 44 metros; por isso, preconizou-se que os ensaios atingissem uma profundidade de 50 metros.

4.4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

Com base nos ensaios pressiométricos realizados, foi possível definir a estratigrafia do terreno de fundação e as características geomecânicas que definem cada um dos estratos prospetados.

Em primeiro lugar, refere-se que a superfície do terreno é aproximadamente horizontal, de maneira que se considerou que a cota da boca dos furos das sondagens não é variável. Assim, e tendo em consideração que a realização prévia do furo permite recolher amostras, apresenta-se no Quadro 4.6 a descrição litológica e a espessura dos estratos atravessados.

Quadro 4.6 – Litologia e espessura dos estratos atravessados nos 6 ensaios PMT

Estrato	Espessura (m)					
	PMT1	PMT2	PMT3	PMT4	PMT5	PMT6
Areia argilosa	5,5	5,7	5,2	6,5	6,8	6,5
Areia pouco argilosa	14,1	12,9	13,1	12,0	11,7	12,3
Areia grosseira pouco argilosa	11,1	13,1	13,5	12,9	13,0	13,7
Areias médias limpas	19,3	18,3	18,2	18,6	18,5	17,5

Na Fig. 4.5, encontra-se representado o perfil do terreno que resulta da combinação dos resultados das sondagens PMT1, PMT2 e PMT3, sendo possível constatar que se trata de um perfil tipicamente sedimentar, em que as superfícies que separam os estratos identificados são aproximadamente horizontais.

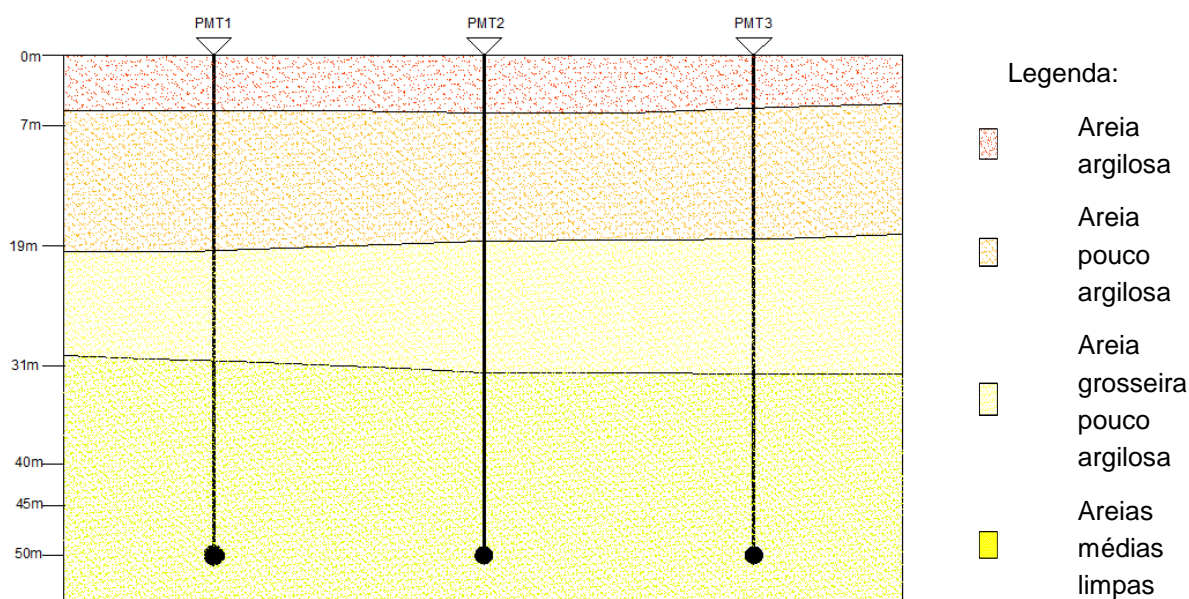


Fig. 4.5 – Perfil do terreno derivado a partir das sondagens PMT1, PMT2 e PMT3

Todas as camadas identificadas possuem uma matriz arenosa, embora as três mais superficiais também possuam uma fração argilosa que lhes deverá conferir alguma plasticidade. Note-se ainda que aquando da realização das sondagens se verificou que o nível freático se encontra entre os 3,5 e os 4,0 metros de profundidade.

Relativamente aos resultados dos ensaios pressiométricos realizados, encontram-se detalhados no Anexo 1 e resumidos na Fig. 4.6, a partir da qual é possível verificar que os valores da pressão limite e do módulo pressiométrico aumentam em profundidade, o que reflete o crescimento da tensão de confinamento e, por conseguinte, o incremento da resistência ao corte em contraponto a uma diminuição da deformabilidade do terreno.

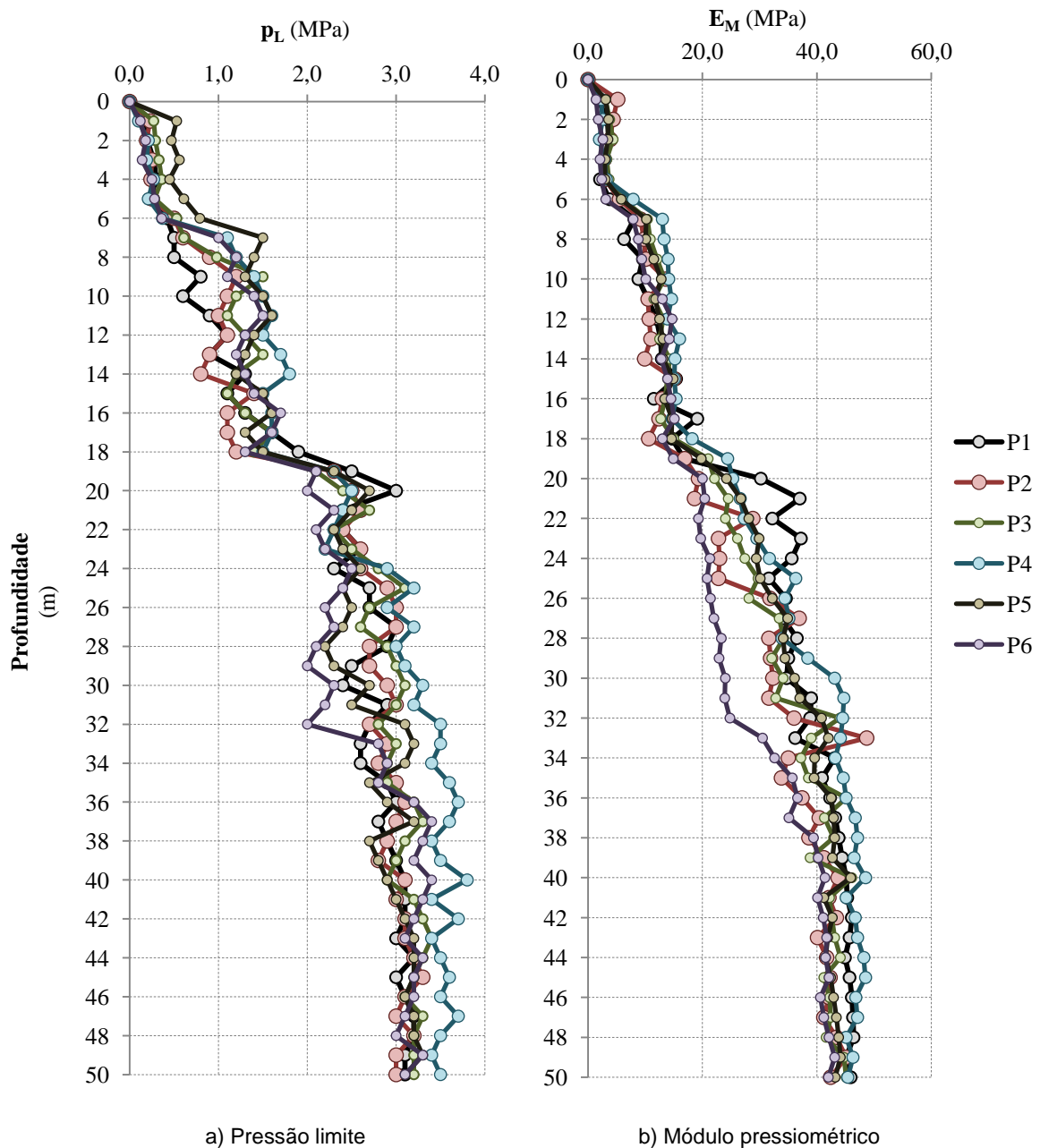


Fig. 4.6 – Resultados dos seis ensaios pressiométricos

Por fim, salienta-se que os resultados brutos dos ensaios pressiométricos não incluem o valor da pressão limite diferencial, pelo que foi necessário proceder à sua determinação, tendo-se adotado o procedimento que se passa a explicar.

Apesar de a maioria dos estratos prospetados apresentar uma fração argilosa, a fração predominante é a arenosa, pelo que, para efeitos de cálculo, se assume que a resistência ao corte é mobilizada

fundamentalmente por atrito. Assim sendo, é necessário estimar o valor do ângulo de atrito efetivo, ϕ' , o que pode ser feito através da correlação empírica que se encontra expressa na equação (4.2) (Silva de Oliva, 2009).

$$p_L^* = 250 \times 2^{\frac{\phi' - 24}{4}} \text{ [kPa; } ^\circ] \quad (4.2)$$

Porém, a aplicação da equação (4.2) carece do conhecimento prévio do valor da pressão limite diferencial, que, por sua vez, depende da tensão total horizontal de repouso (ver equação (3.1)). Como a tensão total horizontal de repouso não foi avaliada experimentalmente, é necessário estimá-la a partir de correlações empíricas – por exemplo, recorrendo à equação (3.2). O problema reside no facto de a equação (3.2) relacionar o valor do coeficiente de impulso em repouso com o valor do ângulo de atrito efetivo, ou seja, a obtenção de uma solução acarreta a resolução da equação implícita (4.3), o que só pode ser feito através de métodos iterativos,

$$250 \times 2^{\frac{\phi' - 24}{4}} = p_L - [1 - \sin(\phi')] \times \sigma'_{v0} + u \quad (4.3)$$

sendo σ'_{v0} a tensão efetiva vertical de repouso e u a pressão neutra, e notando que as grandezas em unidades de tensão devem ser consideradas em kPa e o ângulo de atrito efetivo do terreno em graus.

Então, foi elaborado um programa de cálculo em Fortran para resolver a equação (4.3) com o método iterativo de Newton-Raphson, a partir do qual se determinou o valor de ϕ' para todas as profundidades para quais se dispõe de valores de pressão limite. Os resultados detalhados encontram-se no Anexo 2 e a média dos valores obtidos para cada estrato encontra-se indicada no Quadro 4.7, tendo-se assumido que correspondem a valores característicos do ângulo de atrito efetiva, isto é, a estimativas cautelosas do seu valor.

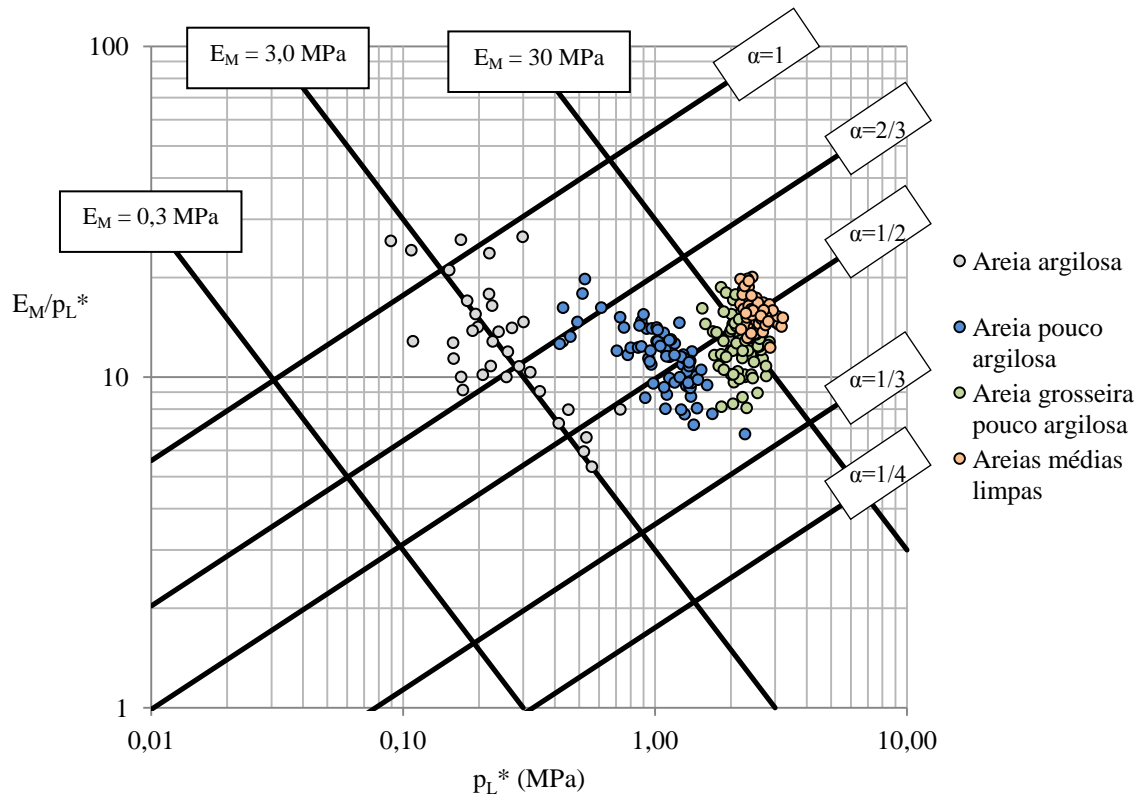
Quadro 4.7 – Valores característicos do ângulo de atrito efetivo e do peso volúmico natural

Profundidade (m)	Classificação do estrato	ϕ_k' (°)	γ_k (kN/m ³)
0 – 6	Areia argilosa	23	17
6 – 19	Areia pouco argilosa	33	18
19 – 32	Areia grosseira pouco argilosa	37	18
32 – 50	Areia média limpa	38	19

Note-se que no Quadro 4.7 também se encontram indicados os valores característicos considerados para o peso volúmico natural das quatro camadas, obtidos com base em experiência comparável.

4.4.3. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

Apesar de as descrições litológicas fornecidas permitirem aferir a granulometria do material prospetado, o ensaio pressiométrico possui a particularidade de permitir classificar o terreno em função da relação entre o valor da pressão limite diferencial, p_L^* , e a razão entre o módulo pressiométrico e esta última grandeza, E_M/p_L^* . Portanto, procedeu-se à determinação dos pontos [p_L^* , E_M/p_L^*] para verificar se existe uma correspondência entre a granulometria destes materiais e a gama de valores [p_L^* , E_M/p_L^*] que habitualmente apresentam (ver Fig. 4.7).

Fig. 4.7 – Diagrama [p_L^* , E_M/p_L^*]

A Fig. 4.7 mostra que o estrato mais superficial apresenta um conjunto de resultados relativamente disperso ao longo da reta que define os pontos com um módulo pressiométrico de 3,0 MPa. Poder-se-á justificar esta maior dispersão de resultados pelo facto de a fração argilosa poder ser mais ou menos importante nos diversos pontos testados. Efetivamente, à medida que se avança em profundidade, a fração argilosa dos estratos identificados diminui e os resultados tendem a concentrar-se numa zona do diagrama mais bem definida.

Salienta-se ainda o facto de os resultados se encontrarem maioritariamente compreendidos entre as linhas correspondentes a valores do rácio E_M/p_L^* de 10 e 20 que, segundo a Fig. 3.2, são mais típicos de solos finos. Contudo, os valores obtidos nestes ensaios encontram-se muito dependentes de fatores cujo efeito é difícil de quantificar, tais como a qualidade de execução do ensaio. Além disso, a posição das linhas do coeficiente reológico foi calibrada para uma profundidade de 10 metros, pelo que o aumento da tensão de confinamento em profundidade não é tido em consideração nesta classificação de uma forma direta, tratando-se, por isso, de uma forma simplista de inferir o comportamento geomecânico dos materiais.

Por outro lado, o Quadro 3.2 e o Quadro 3.3 fornecem indicações em relação à compacidade do terreno em função do valor de p_L^* e do rácio E_M/p_L^* , sendo que este último também é utilizado para estimar o valor do coeficiente reológico (ver Quadro 4.8 e Quadro 4.9).

Quadro 4.8 – Compacidade derivada do valor médio de p_L^* obtido em cada estrato

Estrato	$(p_L^*)_{\text{médio}}$ (MPa)	Compacidade
Areia Argilosa	0,27	Solta
Areia Pouco Argilosa	1,24	Compacta
Areia Grosseira Pouco Argilosa	2,13	Muito compacta
Areia Média Limpa	2,62	Muito compacta

Quadro 4.9 – Grau de sobreconsolidação e coeficiente reológico de cada estrato

Estrato	$(E_M/p_L)_{\text{médio}}$	Grau de sobreconsolidação	α
Areia Argilosa	12	Normalmente consolidada	1/3
Areia Pouco Argilosa	10	Normalmente consolidada	1/3
Areia Grosseira Pouco Argilosa	12	Normalmente consolidada	1/3
Areia Média Limpa	13	Sobreconsolidada	1/2

Tratando-se de correlações empíricas, é natural que as conclusões que se retiram do Quadro 4.8 e Quadro 4.9 não sejam as mesmas, pelo deverão ser encaradas apenas como indicações.

4.5. SOLUÇÃO DE FUNDAÇÕES

À semelhança do que sucede na maioria dos edifícios de grande porte, adotou-se um sistema de fundação em estacas solidarizadas por um ensoleiramento. Trata-se de um conjunto de 170 estacas de Ø1500 (ver Fig. 4.8) com 42 metros de comprimento solidarizadas por um maciço de encabeçamento com 3,50 metros de espessura, tendo-se admitido que toda a carga é transmitida ao terreno através das estacas, desprezando-se, por isso, a parcela transmitida pela base do ensoleiramento.

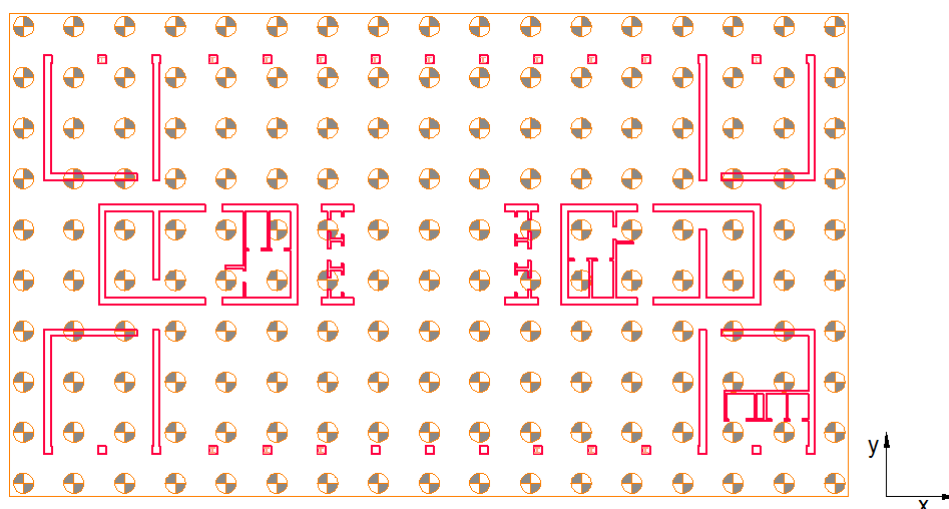


Fig. 4.8 – Planta da fundação por estacas

O comprimento e o diâmetro das estacas foram determinados de maneira a ser possível transmitir as cargas ao terreno em condições de segurança satisfatórias, ao passo que a espessura atribuída ao ensoleiramento foi condicionada pelos esforços de flexão e corte atuantes. O espaçamento entre estacas adjacentes é de 3,75 metros, ou seja, 2,5 diâmetros – valor adotado de maneira a que a interação entre estacas (quer para cargas axiais, quer para cargas laterais) não reduzisse significativamente as suas capacidades resistentes e rigidezes.

Relativamente à tecnologia de execução das estacas, optou-se por estacas escavadas e betonadas *in situ* com tubo de revestimento recuperado e/ou fluídos estabilizadores (por exemplo, lamas bentoníticas). A razão pela qual se antevê a necessidade de recorrer a tubos de revestimento e/ou lamas bentoníticas reside no facto de a betonagem ser efetuada abaixo do nível freático e em terrenos de matriz arenosa, pelo que as paredes do furo podem não ser estáveis sem suporte.

4.6. CAPACIDADE RESISTENTE DAS ESTACAS PARA CARGAS AXIAIS

4.6.1. VALORES CARACTERÍSTICOS DAS CAPACIDADES RESISTENTES

As resistências derivadas de cada um dos seis ensaios pressiométricos realizados (aos quais corresponde um determinado perfil geotécnico) foram obtidas através da metodologia descrita no capítulo 3, a saber:

- classificação da tecnologia de execução das estacas com base no Quadro 3.1 – neste caso, trata-se da classe 1 e das categorias 2 e/ou 4;
- determinação dos valores da pressão limite diferencial equivalente a partir da equação (3.7), dos valores da tensão total vertical de repouso ao nível da base da estaca e do fator k_p (ver Quadro 3.7, no qual é possível observar que, para estacas da classe 1 em solos granulares, assume o valor de 1,1) para obter os valores das resistências unitárias de ponta através da equação (3.6);
- determinação das resistências unitárias laterais a partir das equações (3.4) e (3.5) e do Quadro 3.4, Quadro 3.5 e Quadro 3.6 e, posterior integração ao longo do comprimento total do fuste, conforme se encontra expresso nas equações (3.8) e (3.9).

Note-se que se considerou o valor da tensão total vertical de repouso ao nível da base da estaca para determinar a resistência unitária de ponta pelo facto de esta se encontrar a uma profundidade bastante elevada, pelo que não se afigura lógico desprezar esta componente.

Assim, as resistências derivadas de cada um dos seis ensaios realizados encontram-se resumidas no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Capacidade resistentes das estacas derivadas dos ensaios pressiométricos

Capacidades resistentes (kN)	Ensaio					
	PMT1	PMT2	PMT3	PMT4	PMT5	PMT6
$R_{b,cal}$	6464	6892	6755	7614	6754	6826
$R_{s,cal}$	15231	15322	15894	16404	16600	16128
$R_{c,cal}$	21696	22215	22650	24020	23355	22955
$R_{t,cal}$	15231	15322	15894	16404	16600	16128

Para obter valores característicos das capacidades resistentes das estacas, recorreu-se à equação (3.10) e aos coeficientes de correlação apresentados no Quadro 3.8 (por interpolação linear, os coeficientes de correlação ξ_3 e ξ_4 assumem, respetivamente, os valores de 1,28 e 1,13). Os valores obtidos encontram indicados no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Valores característicos das capacidades resistentes das estacas

$(R_{b,cal})_{mean}$	$(R_{b,cal})_{min}$	$(R_{s,cal})_{mean}$	$(R_{s,cal})_{min}$	$R_{b,k}$	$R_{s,k}$	$R_{c,k}$
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6791	6465	16001	15232	5306	12509	17814

Os valores apresentados no Quadro 4.11 mostram que a resistência lateral representa cerca de 70% da resistência a esforços de compressão, o que reflete o facto de a estaca possuir um comprimento considerável que interessa formações competentes, pelo que a resistência mobilizável por atrito lateral ao longo do fuste é elevada.

4.6.2 CAPACIDADE RESISTENTE DE CÁLCULO

Aplicando os coeficientes parciais de segurança indicados no Quadro 3.10 para estacas instaladas com extração do terreno, obtêm-se os valores de cálculo das capacidades resistentes que se indicam no Quadro 4.12 e que são comparáveis com esforços atuantes em estado limite último.

Quadro 4.12 – Valores de cálculo das capacidades resistentes das estacas

Combinação	$R_{b,d}$	$R_{s,d}$	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	4244	12509	16753	10007
2	3316	9622	12938	7818

4.7. VALORES DE CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES

A distribuição das cargas transmitidas à fundação do edifício depende da forma como se procede à sua modelação. De facto, a consideração da flexibilidade das estacas e do próprio ensoleiramento condiciona o valor dos esforços transmitidos às estacas, de maneira que, seguidamente, se apresenta um conjunto de estudos paramétricos tendo em vista a comparação dos resultados que se obtêm em análises mais expeditas com aqueles que se obtêm em análises mais refinadas.

4.7.1. MODELO 1 – ENSOLEIRAMENTO INFINITAMENTE RÍGIDO

4.7.1.1. CARGAS AXIAIS

Em fase de pré-dimensionamento, é lícito adotar abordagens mais simples, até porque o nível de conhecimento das condições de fundação não deverá ser muito avançado. Por conseguinte, em face

das incertezas existentes nessa fase, afigura-se razoável admitir uma distribuição de forças compatível com a hipótese de o maciço de encabeçamento ser infinitamente rígido.

Partindo deste pressuposto de base, o problema da determinação das cargas verticais transmitidas a cada uma das estacas é passível de ser resolvido analiticamente de forma expedita. Em primeiro lugar, é necessário reduzir a resultante das cargas atuantes ao centro de gravidade do grupo de estacas (ver Quadro 4.13).

Quadro 4.13 – Valores de cálculo da resultante das forças atuantes no centro de gravidade

Esforço	Combinação 1				Combinação 2			
	C1.1	C1.2	C1.3	C1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4
F_z (kN)	-1726630	-1726630	-1657962	-1657962	-1300603	-1300603	-1211334	-1211334
M_x (kN.m)	234878	2339588	211480	3719330	181372	2005455	150935	3191072
M_y (kN.m)	-1673916	-546608	-2402138	-523291	-1389258	-412258	-2010260	-381927

Então, como o ensoleiramento é, por hipótese, infinitamente rígido, as cargas axiais transmitidas a cada uma das estacas pode ser obtida a partir da equação (4.4),

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (4.4)$$

em que:

N é o esforço axial total (incluindo o peso próprio majorado do ensoleiramento);

n o número de estacas;

M_x e M_y são os momentos fletores reduzidos ao centro de gravidade do grupo de estacas;

(x_i, y_i) são as coordenadas da estaca em relação a um sistema de eixos ortonormado com origem no centro de gravidade do grupo de estacas.

Para facilitar a interpretação dos resultados, foi definida uma grelha de eixos estruturais que serve de referência à identificação das estacas (ver Fig. 4.9). A título de exemplo, o nome que se atribui à estaca do canto superior esquerdo da Fig. 4.9 é A1.

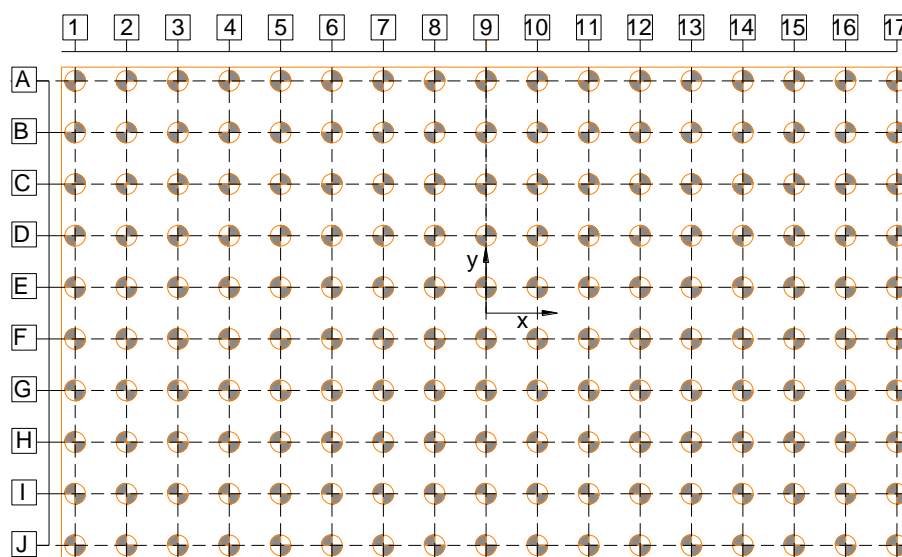


Fig. 4.9 – Grelha de estacas

Aplicando a equação (4.4) com os valores dos esforços apresentados no Quadro 4.13, obtém-se a envolvente de esforços axiais indicada no Quadro 4.14.

Quadro 4.14 – Envolvente de esforços axiais nas estacas para o modelo 1

Combinação	$N_{Ed,máx}$	$N_{Ed,min}$
	(kN)	(kN)
Combinação 1	14298	5207
Combinação 2	10985	3266

Note-se que não existem combinações de ações que conduzam à existência de esforços de tração e que as estacas nas quais as cargas são máximas e mínimas são as que se encontram mais afastadas do centro geométrico do grupo, a saber: A1, A17, J1 e J17.

Por último, comparando os valores de cálculo das cargas axiais apresentadas no Quadro 4.14 com as capacidades resistentes de cálculo indicadas no Quadro 4.12, conclui-se que se encontra verificada a segurança em relação ao estado limite último da capacidade resistente do terreno.

4.7.1.2. CARGAS TRANSVERSAIS

Relativamente à distribuição das cargas horizontas pelas estacas de fundação, procedeu-se, em primeiro lugar, à determinação das cargas totais atuantes em estado limite último (ver Quadro 4.15).

Quadro 4.15 – Valores de cálculo da resultante das forças horizontais no centro de gravidade

Esforço	Combinação 1				Combinação 2			
	C1.1	C1.2	C1.3	C1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4
F_x (kN)	200092	6801	28662	6511	16648	5130	23950	4752
F_y (kN)	6802	31527	6511	47719	5130	26558	4752	40466

Recorrendo à metodologia descrita na secção 3.6 para ter em conta os efeitos de grupo em estacas carregadas transversalmente, foi estimada a distribuição de cargas horizontais pelas 170 estacas (ver Quadro 4.16).

Quadro 4.16 – Valores de cálculo das forças horizontais transmitidas às estacas por alinhamento

Fila	H_x (kN)	Coluna	H_y (kN)
1	1433	A	3
2	717	B	5
3	358	C	11
4	179	D	22
5	90	E	44
6	45	F	88
7	22	G	176
8	11	H	352
9	6	I	703
10	3	J	1406
11	1		
12	1		
13	0		
14	0		
15	0		
16	0		
17	0		

Tal como foi mencionado na secção 3.6, trata-se de um método de aplicação rápida e fácil que pode ser utilizado para obter uma aproximação dos esforços transmitidos a cada estaca. Todavia, a distribuição de forças horizontais que se obtém é um pouco desequilibrada, na medida em que o valor

da força transmitida às estacas do alinhamento mais solicitado é muito superior ao das restantes. Efetivamente, apesar de esta metodologia refletir a interação entre estacas adjacentes, a redução da rigidez que se considera quando se passa para o alinhamento adjacente é muito elevada, tratando-se, por isso, de uma abordagem muito conservativa.

4.7.2. Modelos Elaborados com o Programa FB-MULTIPIER

O FB-MultiPier é um programa de cálculo que combina o método dos elementos finitos com o método dos elementos discretos, na medida em que a interação terreno-estaca é modelada com elementos discretos e os maciços de encabeçamento, entre outros, são modelados com elementos finitos. Seguidamente, é feita uma breve descrição de como foi levada a cabo a modelação do problema e quais as metodologias de cálculo que o *software* aplica.

Inicialmente, foi definida a geometria da fundação, mais concretamente as dimensões do maciço de encabeçamento e a posição das estacas (ver Fig. 4.10), ao que seguiu a definição das características geométricas das estacas, assim como os materiais que as constituem.

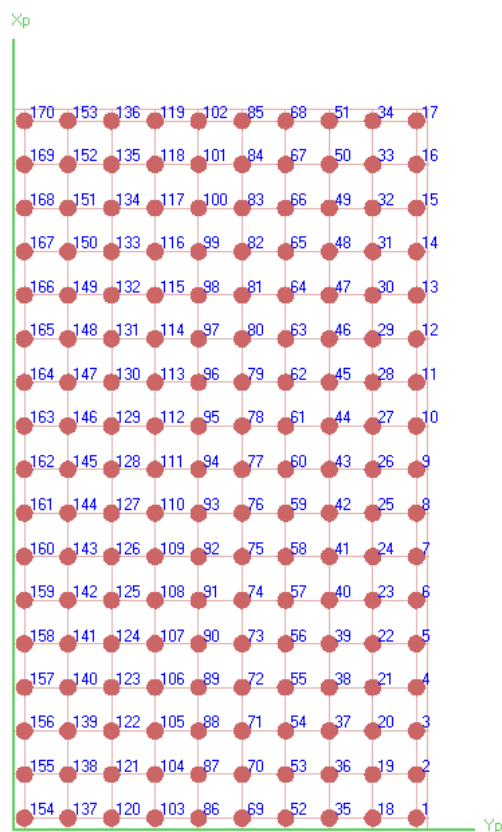


Fig. 4.10 – Planta de fundações no FB-MultiPier

No que se refere às propriedades dos materiais, o betão escolhido para todos os elementos em betão armado foi o C30/37, ao passo que a classe do aço em varão considerada foi a A500 NR. Note-se que o FB-MultiPier tem em conta a resistência orgânica da secção transversal de betão armado da estaca, pelo que foi necessário introduzir uma determinada armadura longitudinal. Na Fig. 4.11, encontra-se ilustrado tridimensionalmente o modelo efetuado no programa em apreço.

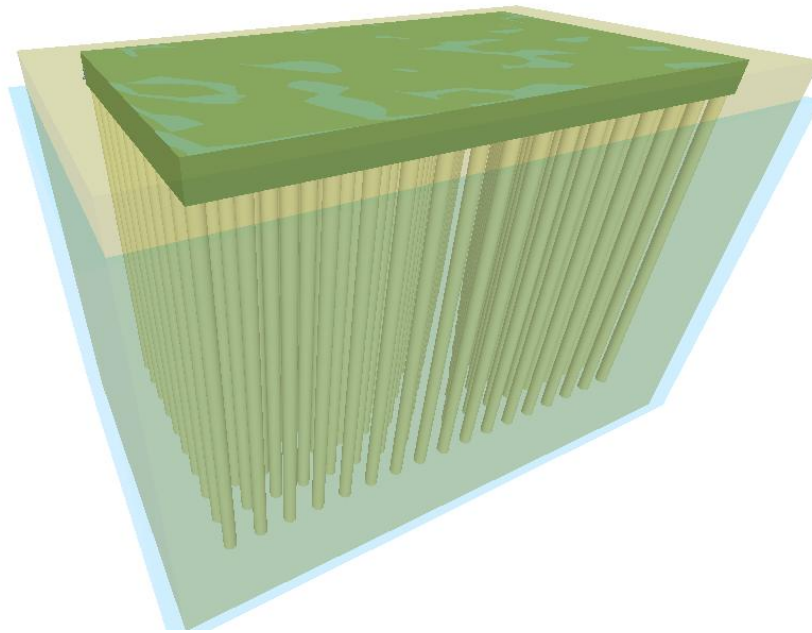


Fig. 4.11 – Modelo tridimensional no FB-MultiPier

Seguidamente, procedeu-se à definição da espessura de cada estrato e da posição do nível freático. Quanto aos parâmetros resistentes, admitiu-se, como se referiu anteriormente, que todos os estratos exibem apenas resistência atrítica, definida pelos ângulos de atrito indicados no Quadro 4.7. Além disso, foi necessário introduzir valores para o coeficiente de reação n_h , o que foi feito a partir da proposta apresentada no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Valores de n_h (MN/m³) em função da compacidade relativa de areias (Reese *et al.*, 1974)

Compacidade Relativa	Solta	Média	Densa
Areia Submersa	5,4	16,3	33,9
Areia Emersa	6,8	24,4	61,0

De seguida é necessário escolher o tipo de modelo para o comportamento axial da estaca. Neste caso é escolhido o modelo *Drilled Shaft Sand* para todos os estratos. Este modelo define o comportamento de uma estaca para carregamentos axiais através de curvas formalmente idênticas às apresentadas na secção 3.5, com a diferença de as equações que definem a relação entre resistências unitárias e deslocamentos verticais serem as propostas por Wang e Reese (1993) para estacas escavadas e betonadas *in situ* em terrenos de matriz arenosa.

Quanto ao comportamento transversal das estacas, é admitido o modelo proposto por Reese *et al.* (1974) para areias que assenta na definição de curvas p-y.

Tendo definidos os modelos de comportamento de interação solo-estaca, definem-se as propriedades de grupo, ou seja, define-se o valor dos multiplicadores que traduzem a interação entre estacas adjacentes. Para o caso em questão, optou-se por adotar uma distribuição proposta por Reese e Van Impe (2001) que consiste na distribuição das forças horizontais da seguinte forma: a rigidez da

primeira fila de estacas é reduzida para 80%, ao passo que nas estacas das restantes filas se considera, respetivamente, 40%, 30% e 20% da rigidez de uma estaca isolada, sendo que a partir da quarta fila a afetação da rigidez é constante – 20% (ver Fig. 4.12).

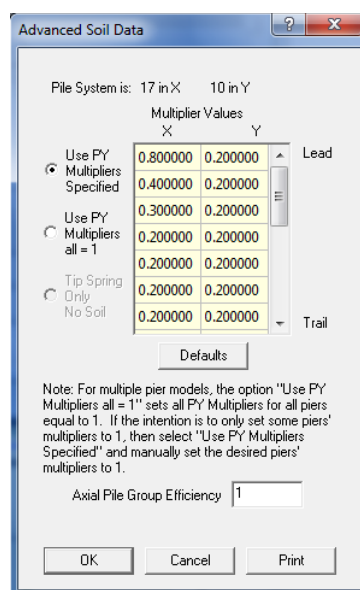


Fig. 4.12 – Multiplicadores p-y para a consideração do efeito de grupo nas estacas solicitadas horizontalmente (FB-MultiPier)

Atendendo à combinação de ações mais gravosa e aplicando as ações no centro de gravidade, os resultados obtidos não corresponderam ao expectável. Como a resultante das cargas atuantes foi aplicada no centro geométrico do maciço de encabeçamento, ou seja, como se admitiu que todas as forças transmitidas à fundação se concentram num só ponto, as deformações encontram-se bastante localizadas e confinadas a essa zona, pelo que o elemento laminar não é suficientemente rígido para assegurar uma distribuição mais uniforme das cargas (ver Fig. 4.13 e Fig. 4.14). Porém, é importante salientar que foi necessário adotar esta simplificação devido não só à dimensão do problema em apreço, mas também ao facto de o programa permitir apenas a aplicação de cargas nodais.

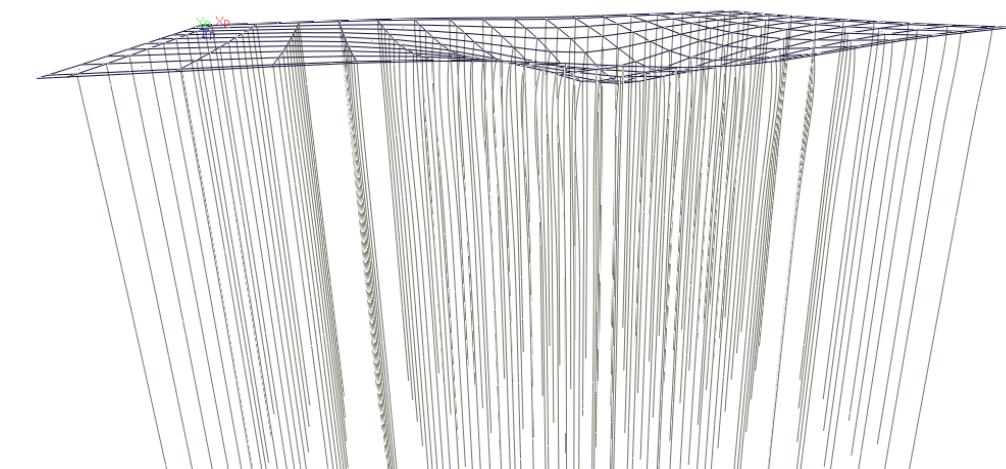


Fig. 4.13 – Deformada da fundação no modelo do FB-MultiPier

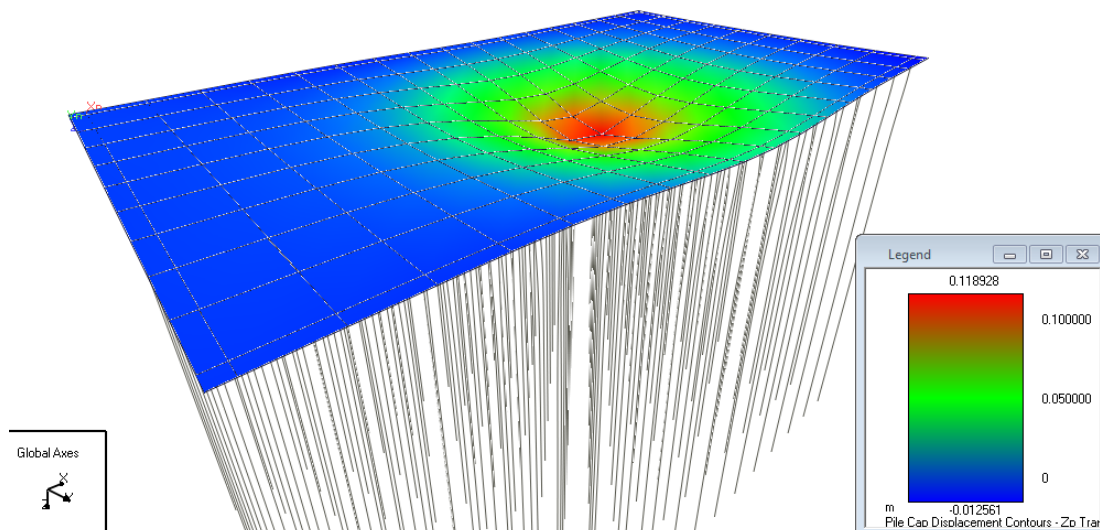


Fig. 4.14 – Deformações verticais no modelo do FB-MultiPier

Como consequência da deformação tão localizada, as estacas que se encontram sob o ponto de aplicação da carga experimentam deformações excessivas e, por conseguinte, encontram-se sujeitas a forças de compressão muito elevadas. Além disso, a flexão acentuada do ensoleiramento, que obriga as estacas a acompanhar essa deformação, gera cargas transversais que não são compatíveis com a sua capacidade resistente e origina uma distribuição de cargas pelo grupo de estacas que não é coerente com os fatores de interação considerados, conforme se encontra ilustrado na Fig. 4.15.

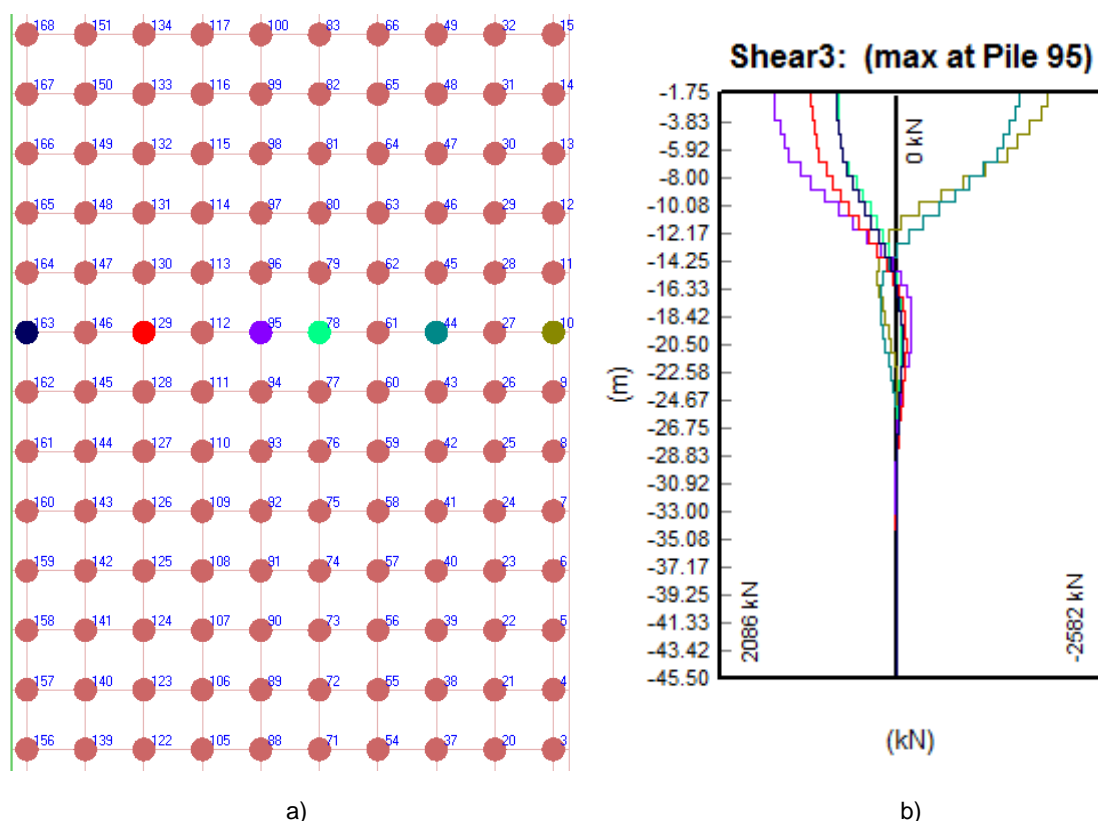


Fig. 4.15 – Esforço de corte num grupo de estacas: a) Estacas em análise; b) Esforço de corte nas estacas selecionadas

Observando a Fig. 4.15, pode constatar-se que no alinhamento de estacas considerado, composto pelas estacas 163, 129, 95, 78, 44 e 10 (ver Fig. 4.15 a)), a estaca mais solicitada transversalmente não é uma estaca extrema e, por conseguinte, não é uma das estacas em que a redução da rigidez imposta através de multiplicadores foi menos importante.

Para verificar se este seria um problema de execução do modelo, decidiu usar-se o mesmo modelo submetido apenas à resultante das forças horizontais de modo a verificar se os esforços desta natureza seriam repartidos de forma mais coerente com os multiplicadores indicados na Fig. 4.12. Os resultados obtidos encontram-se representados na Fig. 4.16.

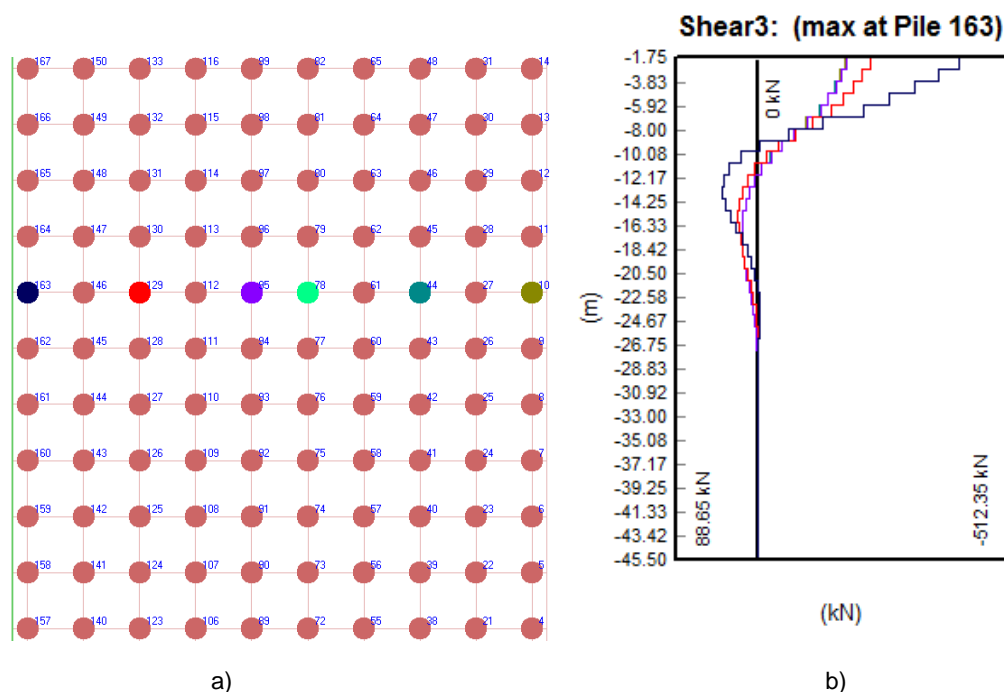


Fig. 4.16 - Esforço de corte num grupo de estacas (modelo submetido apenas as forças transversais): a) Estacas em análise; b) Esforço de corte nas estacas selecionadas

Como se observa da Fig. 4.16, a repartição dos esforços é feita de modo adequado, verificando-se que a estaca 163 é a estaca que apresenta um esforço de corte mais elevado e que, à medida que se avança nas filas de estacas, os esforços vão diminuindo devido ao efeito de grupo. Por isso, é possível concluir que o modelo em que a resultante de todas as cargas aplicadas se encontra no centro geométrico do ensoleiramento é um modelo que conduz a resultados irrealistas e, portanto, não é adequado para efeitos de análise e dimensionamento de grupos de estacas muito numerosos.

Para ultrapassar este problema, procedeu-se à alteração do modo de aplicação das cargas – em vez de um único ponto de aplicação, procurou-se distribuir as cargas por mais pontos, mais concretamente pontos localizados sob os elementos verticais que suportam cargas mais importantes (os dois núcleos e os quatro conjuntos de paredes). Todavia, estas novas iterações não permitiram obter resultados satisfatórios, uma vez que as deformações localizadas acentuadas se continuaram a verificar, pelo que se optou por adotar uma estratégia alternativa que se passa a explicar.

4.7.3. MODELOS ELABORADOS COM O PROGRAMA ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Em alternativa ao modelo elaborado por completo no FB-MultiPier, optou-se por recorrer a uma solução em que o grupo de estacas é modelado no Robot Structural Analysis à custa da caracterização prévia do comportamento mecânico de uma estaca isolada, a saber:

- modelo 2 – grupo de estacas simuladas por molas, em que a caracterização de uma estaca isolada foi feita através do FB-MultiPier;
- modelo 3 – grupo de estacas simuladas por molas, em que a caracterização de uma estaca isolada foi feita através do Robot Structural Analysis;

- modelo 4 – grupo de estacas simuladas por barras equivalentes, em que a caracterização de uma estaca isolada foi feita através do Robot Structural Analysis;
- modelo 5 - grupo de estacas simuladas por barras equivalentes, em que a caracterização de uma estaca isolada foi feita através do FB-MultiPier;
- modelo 6 – grupo de estacas modeladas na sua totalidade;
- modelo 7 – modelo global integrando a totalidade da superestrutura e as fundações do modelo 4.

Nos modelos 2 a 7, as cargas consideradas encontram-se localizadas nos pontos de apoio do modelo apresentado na Fig. 4.3, assumindo valores simétricos das reações obtidas, porque as reações que se obtêm no modelo da superestrutura correspondem às ações que são transmitidas à fundação. Uma vez que as bases de todos os elementos verticais (pilares e paredes) possuem apoios é, assim, possível definir um cenário de carga mais realista, sobretudo no que diz respeito à distribuição das cargas.

No modelo 7, ao invés de ser feito um modelo parcial apenas com as fundações, procedeu-se à combinação do modelo representado na Fig. 4.3 com o modelo 6, ou seja, os apoios de encastramento foram substituídos pela fundação modelada na sua totalidade, tratando-se, por isso, do modelo mais completo e que serve de referência para a validação dos modelos parciais mais simplificados.

4.7.3.1 CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTACA ISOLADA

Como se referiu, o comportamento de estacas isoladas foi caracterizado a partir do FB-MultiPier (através das metodologias expostas na secção 4.7.2) e do Robot Structural Analysis recorrendo à metodologia explanada nas secções 3.4 e 3.5.

Para cargas axiais, o modelo elaborado no FB-MultiPier encontra-se representado na Fig. 4.17.

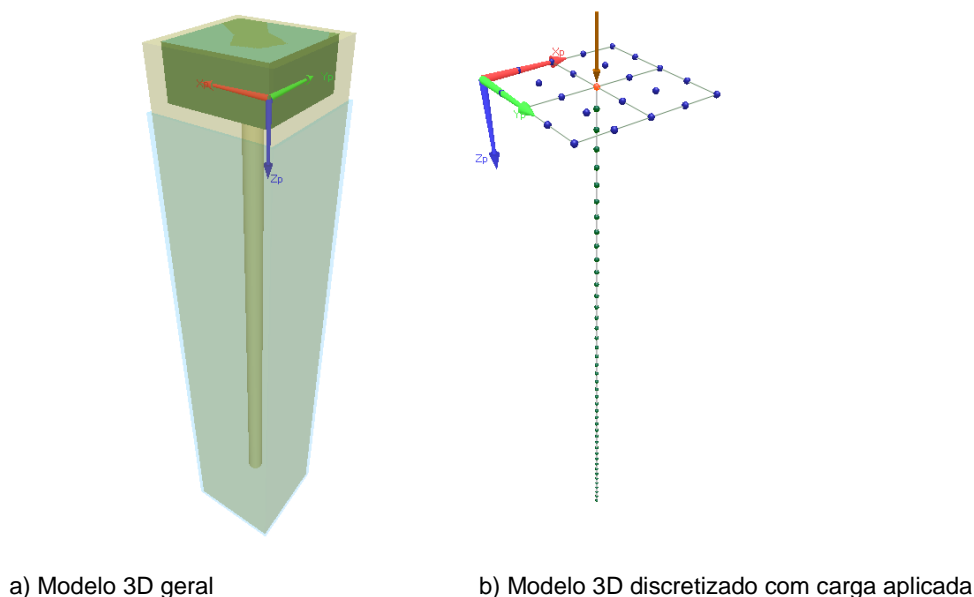


Fig. 4.17 – Modelo de uma estaca isolada no programa FB-MultiPier

Para a caracterizar o comportamento axial da estaca representada na Fig. 4.17 para uma gama de forças suficientemente abrangente, utilizaram-se forças sucessivamente maiores com incrementos de

1000kN; na modelação do comportamento transversal, também se usaram forças monotonicamente crescentes, mas com incrementos de 100 kN.

No caso da análise das ações transversais numa estaca isolada, a modelação teve de ser efetuada de uma maneira diferente do modelo submetido a cargas axiais, o que sucedeu devido ao facto de não ter sido possível impedir a rotação da cabeça da estaca de uma forma direta. Por isso, elaborou-se um modelo auxiliar com vista a impedir a rotação da cabeça da estaca, modelo esse que consiste num grupo de 3 estacas alinhadas (ver Fig. 4.18), tendo-se obrigado a que toda a carga lateral fosse suportada pela estaca central recorrendo aos multiplicadores que definem os efeitos de interação.

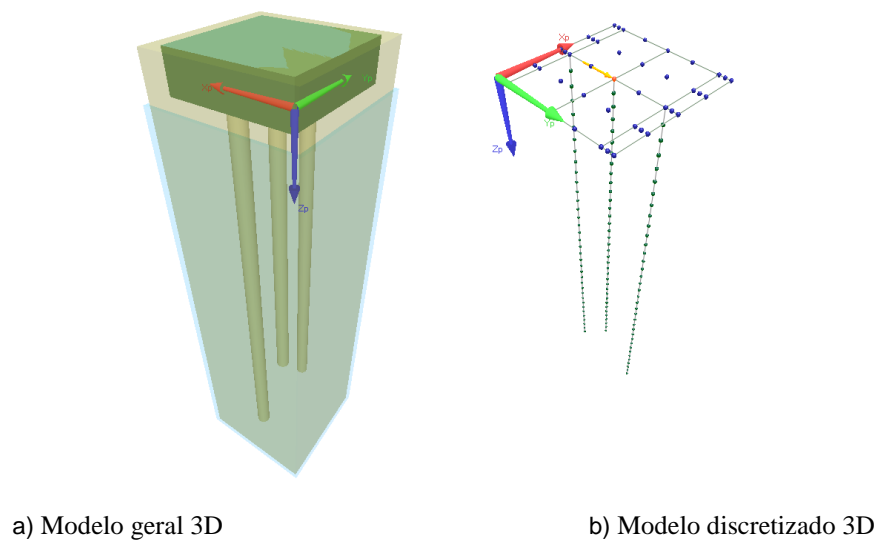


Fig. 4.18 – Modelo auxiliar para caracterizar o comportamento de uma estaca isolada submetida a ações horizontais no FB-MultiPier

Os resultados obtidos encontram-se representados nas Fig. 4.19 e Fig. 4.20, através de relações entre as cargas aplicadas e o deslocamento experimentado pela cabeça da estaca na direção de aplicação da carga. Note-se que no gráfico da Fig. 4.19 também constam valores negativos pelo facto de também ter sido caracterizado o comportamento da estaca para solicitações de tração.

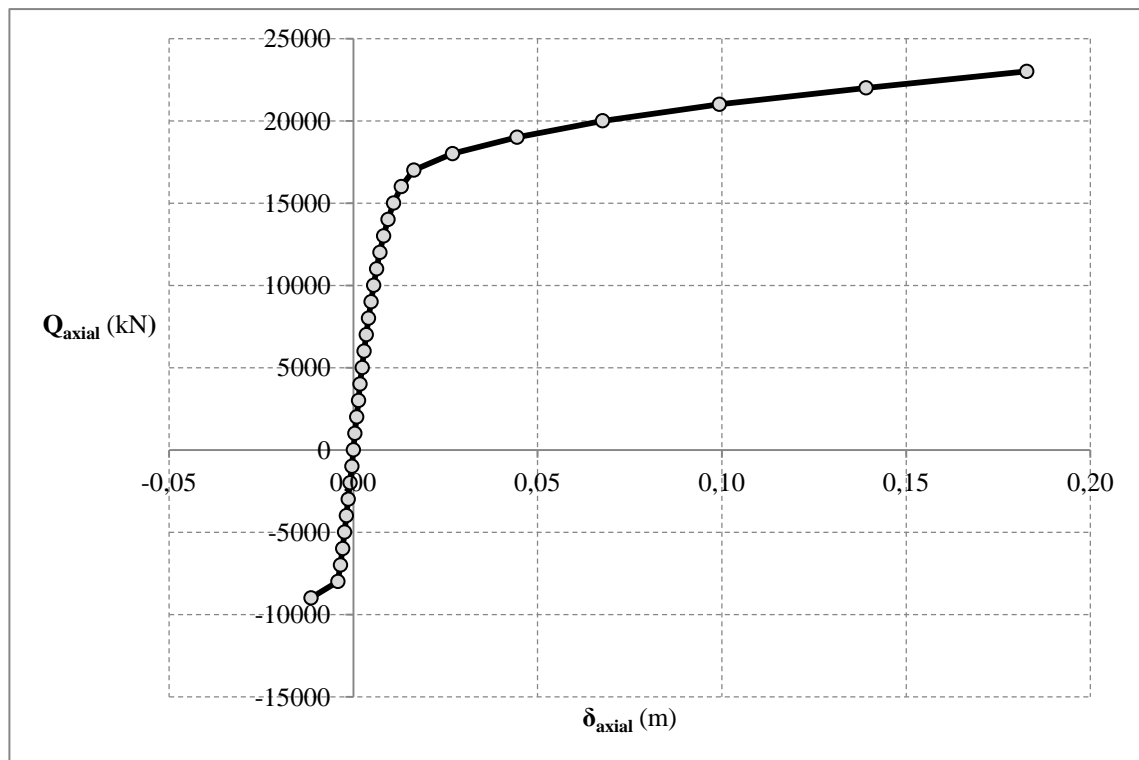


Fig. 4.19– Curva Q_{axial} - δ_{axial} para uma estaca isolada modelada no FB-MultiPier

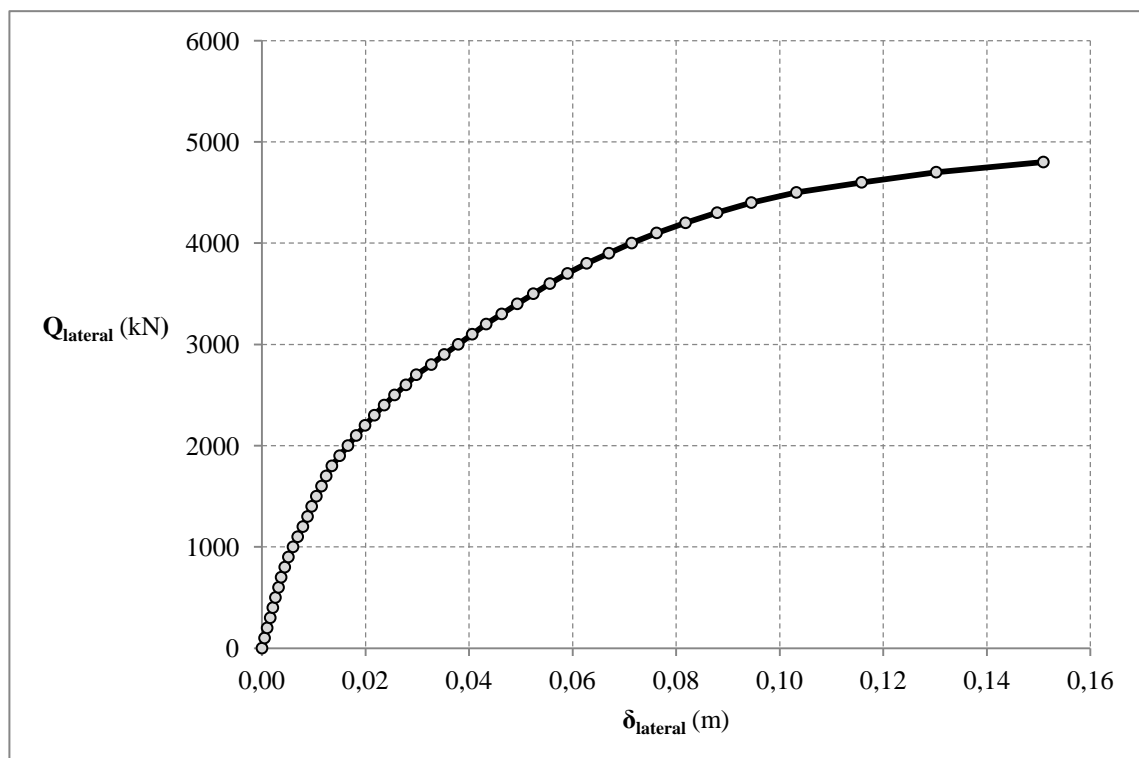


Fig. 4.20- Curva $Q_{lateral}$ - $\delta_{lateral}$ para uma estaca isolada modelada no FB-MultiPier

Alternativamente, e tendo em vista a comparação destes resultados com os obtidos a partir de outras metodologias, foram aplicadas as curvas $p-y$, $q-s$ e $\tau-s$ definidas nas secções 3.4 e 3.5 recorrendo ao programa Robot Structural Analysis. Neste programa, é necessário definir as funções que definem o comportamento das molas que traduzem a interação não linear entre a estaca e o terreno envolvente, encontrando-se, a título de exemplo, algumas das curvas obtidas na Fig. 4.21 e Fig. 4.22.

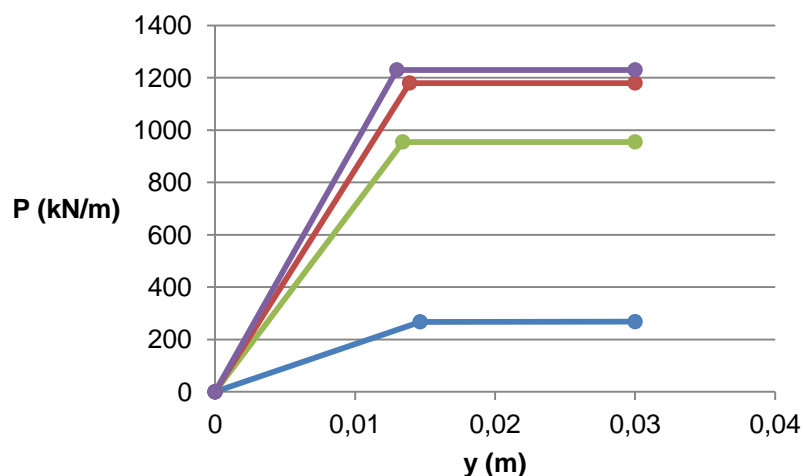
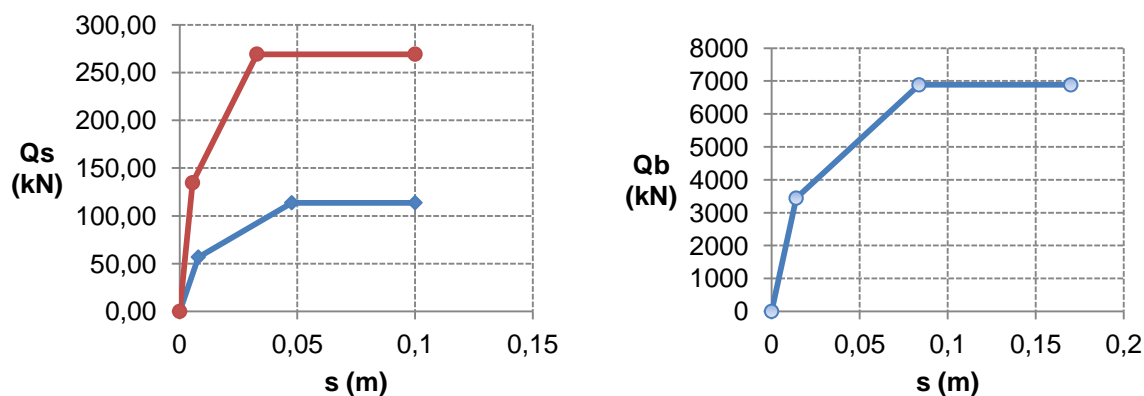


Fig. 4.21 – Curvas $p-y$ obtidas através do método descrito na NF P94-262 (AFNOR 2012)

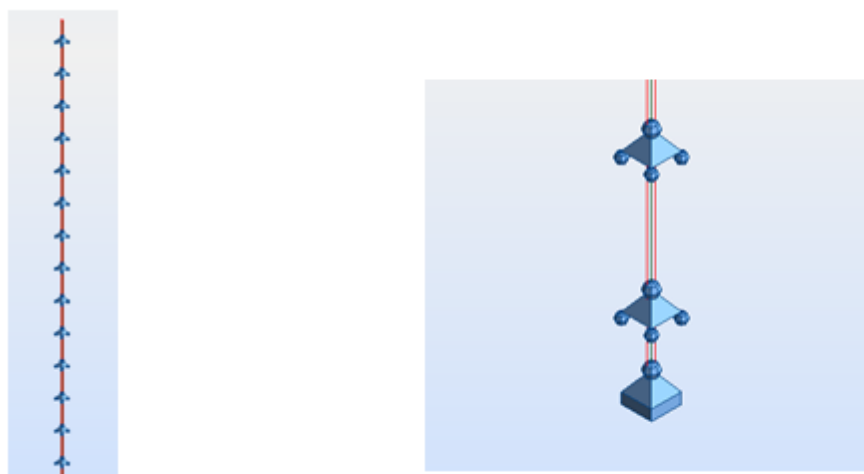


a) Resistência lateral;

b) Resistência de ponta.

Fig. 4.22 – Curvas que definem o comportamento da estaca para cargas axiais

Seguidamente, para que possam ser obtidas relações carga-assentamento semelhantes às obtidas através do FB-MultiPier, é necessário recorrer ao programa Robot Structural Analysis e elaborar um modelo com apoios não lineares com o comportamento caracterizado pelas curvas obtidas anteriormente (ver Fig. 4.23).



a) Fuste da estaca;

b) Ponta da estaca.

Fig. 4.23 – Aspeto do modelo de uma estaca isolada no Robot Structural Analysis

Como é possível observar a partir da Fig. 4.23a), a interação entre o fuste da estaca e o terreno envolvente é modelada por um conjunto de molas dispostas ao longo do seu comprimento, ao passo que a ponta da estaca é modelada a partir de um único apoio (ver Fig. 4.23b)).

Através dos modelos descritos anteriormente, procedeu-se à determinação das curvas que relacionam a carga aplicada com o deslocamento experimentado pela cabeça da estaca (ver Fig. 4.24).

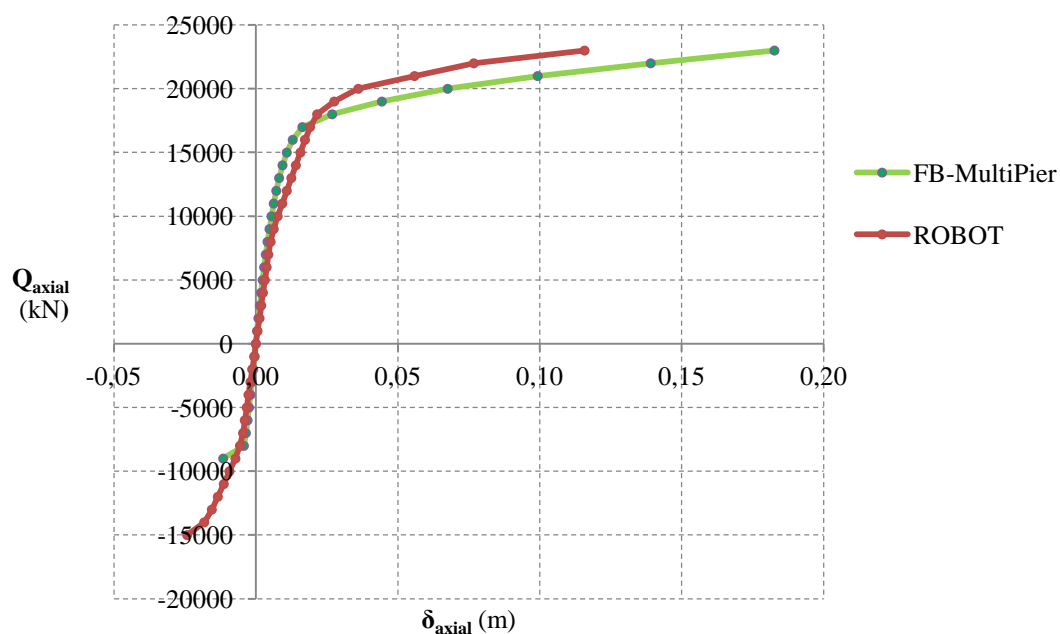


Fig. 4.24 – Comparação entre a relação carga axial-assentamento: Robot Structural Analysis vs. FB-MultiPier

Analisando atentamente a Fig. 4.24, pode verificar-se que o troço em que a estaca exibe um comportamento aproximadamente linear, ou seja, o ramo em que existe uma relação de proporcionalidade direta entre cargas e assentamentos, se encontra compreendido entre cargas de tração (sinal negativo) de 600 kN e cargas de compressão de 12000 kN. Ora, para esta gama de forças, as duas curvas são praticamente coincidentes, o que indicia que não deverão existir grandes diferenças entre os modelos elaborados com base nas duas curvas.

De igual modo, procedeu-se à comparação entre as curvas que definem o comportamento da estaca para cargas transversais (ver Fig. 4.25), tendo-se concluído que as diferenças entre os resultados obtidos no Robot Structural Analysis e no FB-MultiPier são pouco significativas, salientando-se, no entanto, o facto de as curvas exibirem uma não linearidade mais pronunciada do que aquela que se verificou para cargas axiais.

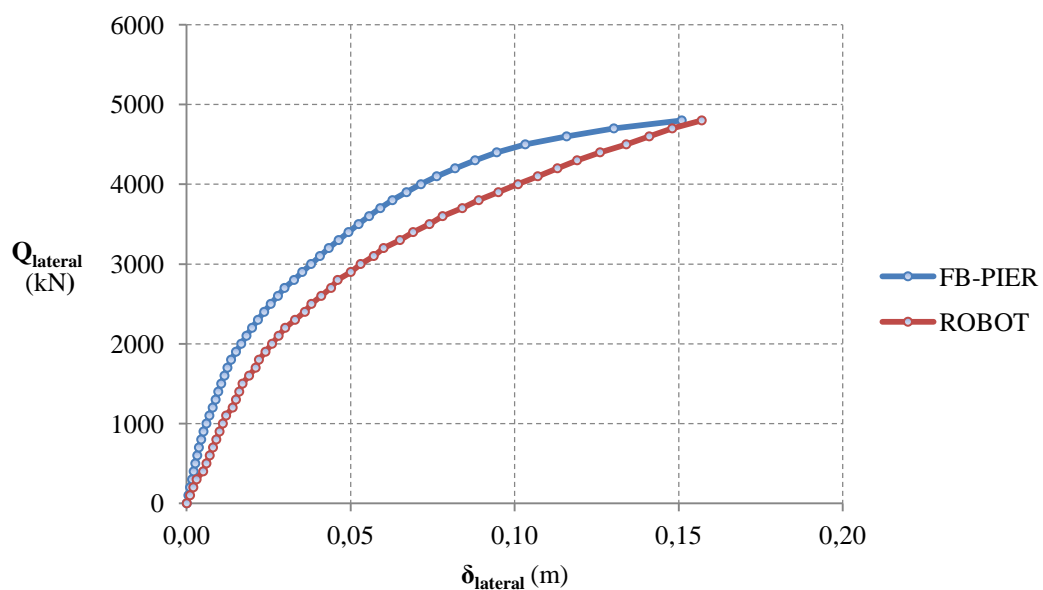


Fig. 4.25 - Curvas de comportamento (lateral) Carga-deslocamento obtidas através dos diferentes programas

4.7.3.2 MODELOS PARCIAIS DA FUNDAÇÃO

Chegado este ponto, em que é conhecido o comportamento de uma estaca isolada submetida quer a solicitações axiais quer a solicitações transversais e, tendo-se obtido esses comportamentos através de modelos numéricos distintos, é possível elaborar vários modelos gerais para a fundação do edifício.

Como se referiu, foram elaborados 6 modelos distintos. Nos modelos 2 e 3 (ver Fig. 4.26), o ensoleiramento (modelado como um elemento laminar através de elementos finitos) encontra-se apoiado em molas com o comportamento não linear definido, respetivamente, pelas curvas carga-assentamento obtidas através do FB-MultiPier e do Robot Structural Analysis (ver Fig. 4.24 e Fig. 4.25).

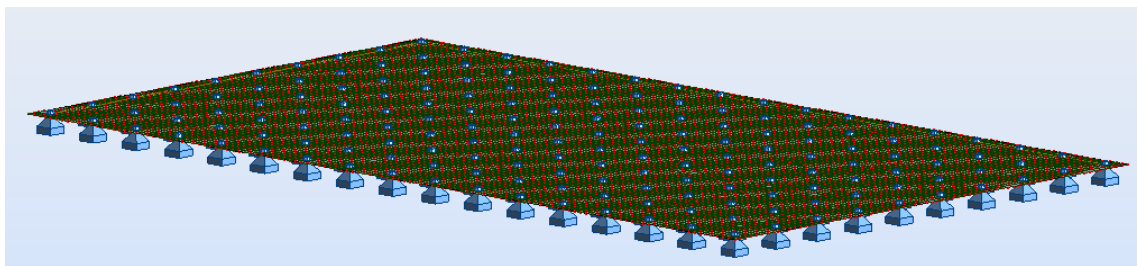


Fig. 4.26 – Modelos 2 e 3

Como as curvas utilizadas nos modelos 2 e 3 para relacionar a carga atuante com o deslocamento são bastante similares, poder-se-á inferir que, à partida, as diferenças não deverão ser significativas. Nestes modelos, não é imposta qualquer restrição à rotação ao nível da cabeça da estaca, o que constitui uma limitação importante. De facto, ao não se considerar a rigidez à flexão das estacas não é possível avaliar os momentos fletores que resultam da flexão do elemento. Além disso, estes modelos não permitem apreciar a degradação das cargas ao longo do comprimento da estaca, ou seja, a parcela de carga que é transmitida por ponta e a parcela transmitida lateralmente através do fuste.

Como tal, nos modelos 4 e 5, procurou-se incorporar a rigidez à flexão das estacas através da consideração de barras equivalentes obtidas pelo procedimento que se passa a expor.

Atendendo ao carácter não linear do problema e ao facto de um elevado número de apoios não lineares obrigar a um volume de cálculo computacional significativo, é, por vezes, pouco recomendável proceder à modelação da totalidade da estaca. Por isso, foram definidas barras verticais com comprimento e diâmetro definidos de maneira a que, para as condições de apoio representadas na Fig. 4.27, o seu comportamento seja equivalente ao da estaca modelada na sua totalidade.

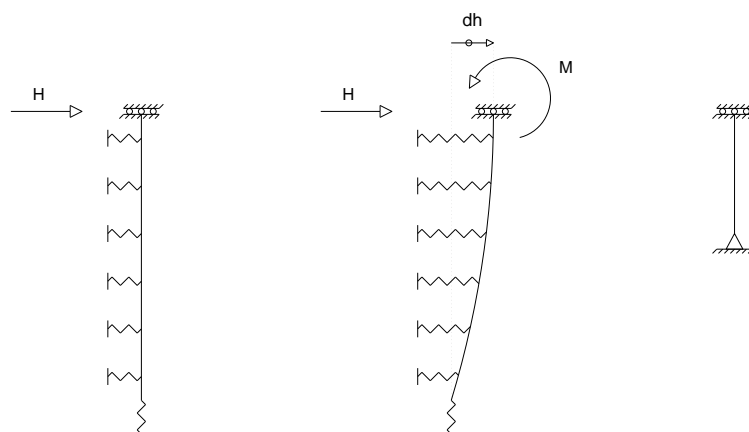


Fig. 4.27 – Barras equivalentes

Note-se que para definir as características da barra simplificada representada na Fig. 4.27 se admitiu que a cabeça da estaca se encontra impedida de rodar, não só pelo facto de o ensoleiramento possuir uma espessura muito importante, mas também pelo facto de as restantes estacas condicionarem igualmente a sua rotação. É evidente que, em boa verdade, a estaca se deverá encontrar parcialmente encastrada, mas afigura-se razoável adotar este procedimento simplificado.

Relativamente à definição do diâmetro e do comprimento da estaca equivalente, foi adotado o seguinte procedimento:

- para que o momento provocado por uma dada força horizontal seja o mesmo, é necessário que seja verificada a equação (4.5),

$$L_{eq} = \frac{M}{H} \quad (4.5)$$

onde:

L_{eq} é o comprimento da barra equivalente;

M é o momento fletor ao nível da cabeça da estaca;

H é a força horizontal atuante na cabeça da estaca.

- para que o deslocamento horizontal ao nível da cabeça da estaca, dh , seja o mesmo, é necessário assegurar a verificação da equação (4.6),

$$I_{eq} = \frac{M \times (L_{eq})^2}{3 \times E \times dh} \quad (4.6)$$

em que:

I_{eq} é a inércia secção transversal da barra equivalente;

E o módulo de Young do betão.

- admitindo uma barra equivalente de secção circular para que existam condições de axissimetria, o diâmetro \varnothing_{eq} é obtido através da equação (4.7)

$$\frac{M \times (L_{eq})^2}{3 \times E \times dh} = \frac{\pi \times (\varnothing_{eq})^4}{64} \quad (4.7)$$

- para que a barra equivalente possua a mesma deformabilidade axial que a estaca real, é necessário introduzir uma mola com rigidez vertical na sua ponta, $k_{v,ponta}$, a determinar a partir das equações (4.8) e (4.9).

$$\begin{aligned} \delta_{v,real} &= \delta_{v,barraeq} + \delta_{v,ponta} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \delta_{v,ponta} &= \delta_{v,real} - \delta_{v,barraeq} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \delta_{v,ponta} &= \delta_{v,real} - \frac{N \times L_{eq}}{E \times \frac{\pi \times \varnothing_{eq}^2}{4}} \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$k_{v,ponta} = \frac{N}{\delta_{v,ponta}} \quad (4.9)$$

Os resultados obtidos encontram-se representados na Fig. 4.28.

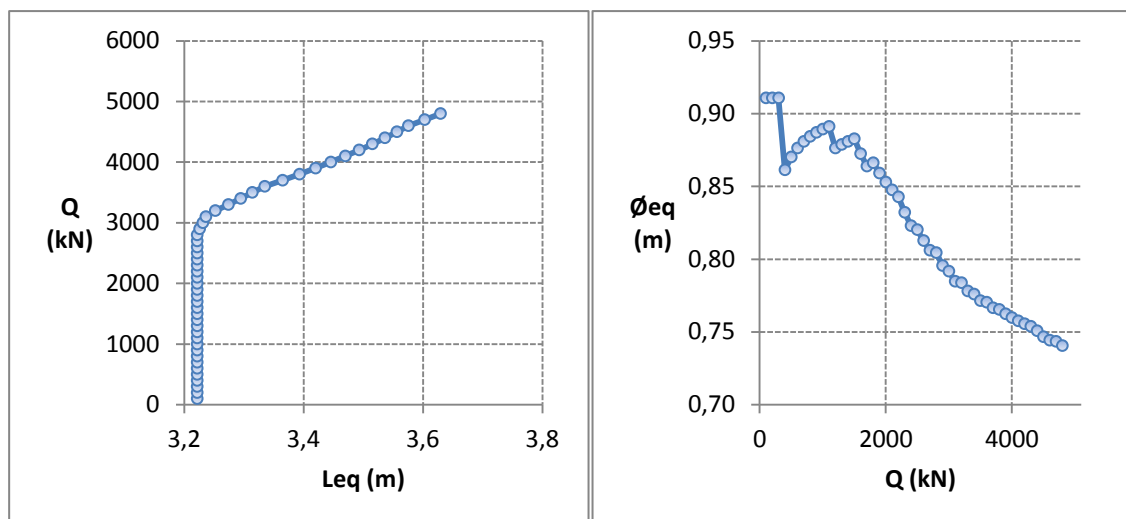


Fig. 4.28 – Comprimentos e diâmetros das barras equivalentes para vários níveis de carga (*Robot-Structural*)

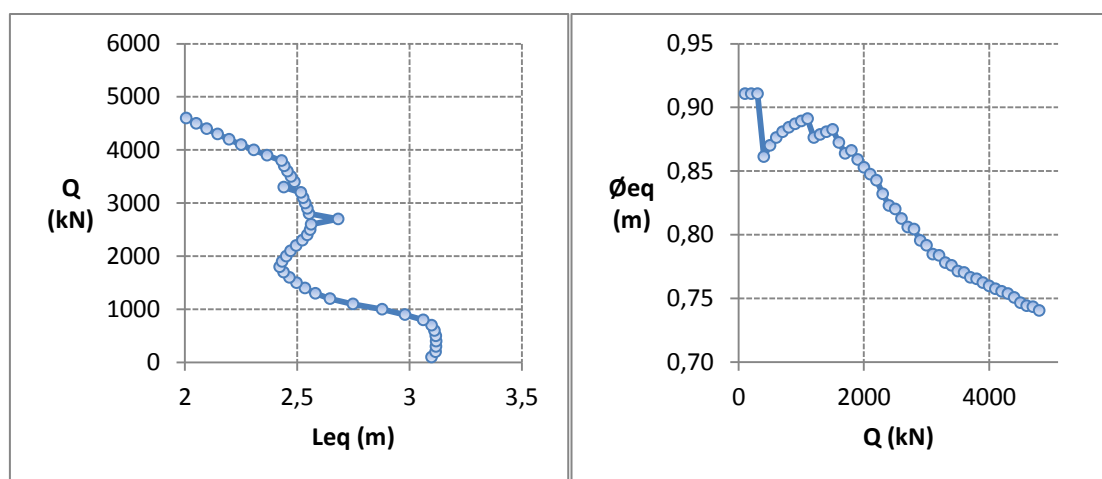


Fig. 4.29 – Comprimentos e diâmetros das barras equivalentes para vários níveis de carga (*FB-MultiPier*)

Como se pode observar através da Fig. 4.28, existem resultados de comprimentos e diâmetros equivalentes que variam de acordo com a carga aplicada lateralmente à estaca, o que resulta do facto de se tratar de um problema não linear. Porém, o comprimento equivalente apresentado na Fig. 4.28 é praticamente constante até cargas laterais da ordem dos 2800 kN, o que significa que até este valor existe uma relação aproximadamente linear entre a carga aplicada e o deslocamento lateral da cabeça.

Já na Fig. 4.29, observa-se que o gráfico correspondente ao comprimento equivalente apresenta um comportamento completamente irregular, o que significa que começam a ocorrer plastificações para cargas de magnitude mais reduzida.

Em resumo, as características das barras equivalentes dependem do nível de carga considerado. Como tal, foram escolhidos valores que deverão ser compatíveis com as deformações que as estacas deverão experimentar à cabeça (ver Quadro 4.18).

Quadro 4.18 – Valores de L_{eq} e \varnothing_{eq} para os modelos 3 e 4

Modelo	L_{eq} [m]	\varnothing_{eq} [m]
4	3,22	0,89
5	2,80	0,93

Descrito o processo de criação das barras equivalentes, procedeu-se à elaboração dos modelos 4 e 5 (ver Fig. 4.30).

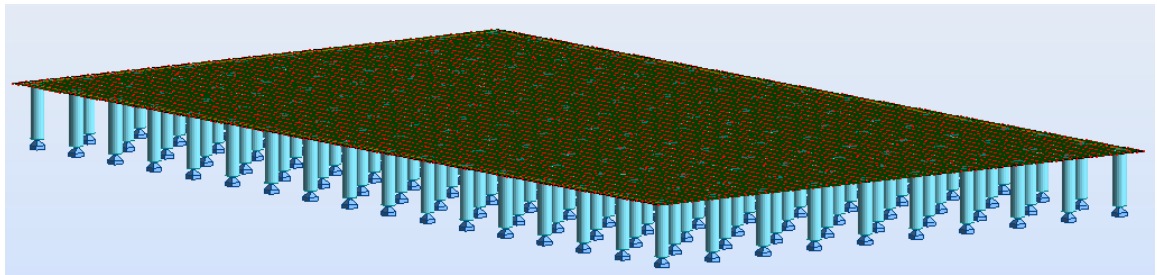


Fig. 4.30 – Modelos 4 e 5

Para concluir os modelos parciais da fundação, foi elaborado o modelo 6, no qual as estacas e a sua interação com o terreno envolvente foi considerada de uma forma completa, ou seja, com molas verticais e horizontais ao longo do fuste e molas verticais na ponta, definidas segundo o disposto nas secções 3.4 e 3.5.

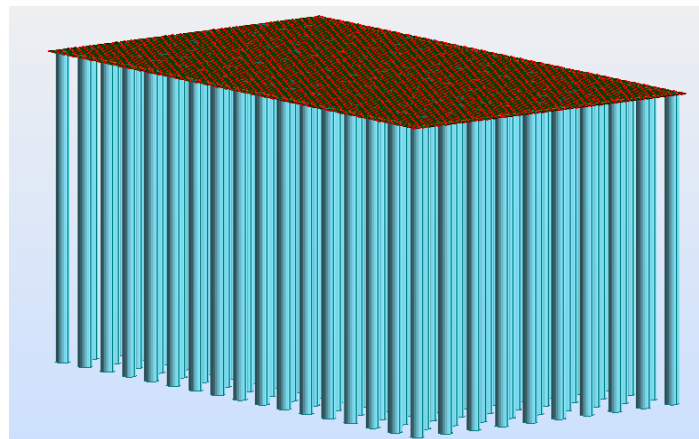


Fig. 4.31 – Modelo 6

4.7.3.3 MODELO 7 – SUPERESTRUTURA E FUNDAÇÃO

O último modelo consiste na junção do modelo 4 com o modelo da superestrutura. Trata-se de um modelo muito pesado, com um elevado número de elementos finitos e de apoios não lineares, que só foi possível utilizar graças à capacidade do processador do computador em que foi corrido – uma

capacidade que a maioria dos processadores não possui. Assim, os resultados obtidos neste modelo servem de referência para validação dos modelos parciais efetuados.

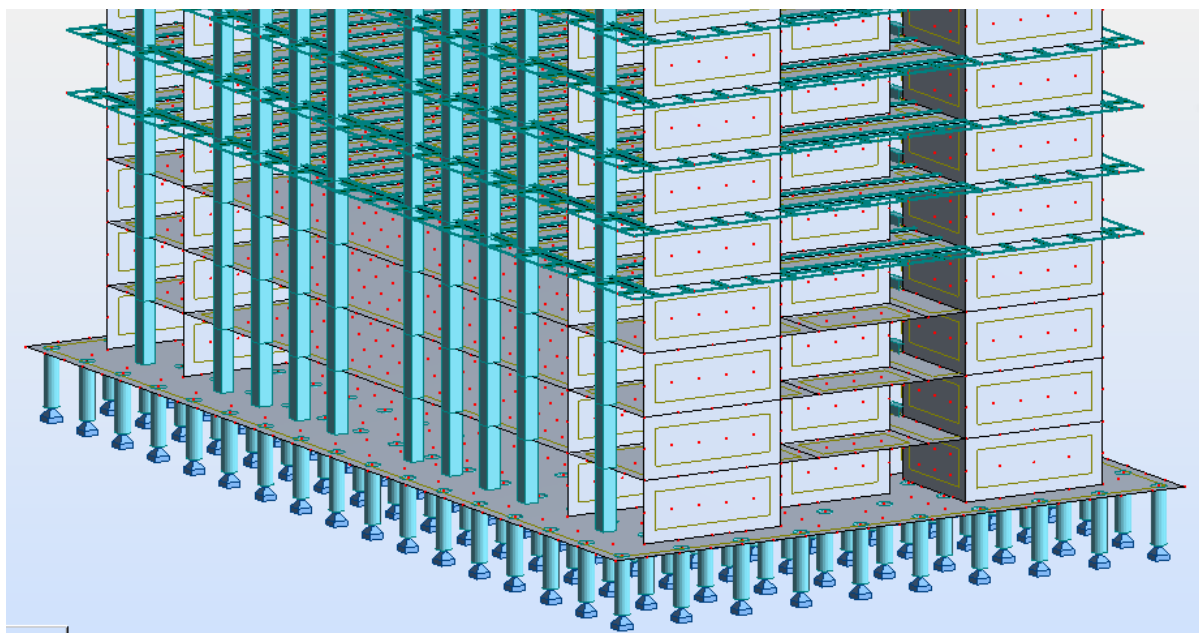


Fig. 4.32 – Modelo 7

Note-se que não foi possível combinar o modelo 6 com o modelo da superestrutura por falta de capacidade dos processadores de cálculo dos computadores utilizados e também do próprio programa.

4.8 DETERMINAÇÃO DA ARMADURA DAS ESTACAS

Com base nos esforços obtidos nas análises anteriores, procedeu-se ao dimensionamento da armadura longitudinal e transversal das estacas.

4.8.1 ARMADURA LONGITUDINAL

Quanto aos materiais utilizados (já referenciados no início do capítulo) as suas resistências de cálculo são dadas pelas seguintes expressões:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5 \times 1.1} \quad (4.10)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (4.11)$$

O dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado com base na flexão composta desviada.

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{2\pi r^3 f_{cd}} \quad (4.12)$$

$$v = \frac{N_{Rd}}{\pi r^2 f_{cd}} \quad (4.13)$$

$$\bar{\omega} = \frac{A_s}{\pi r^2} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (4.14)$$

Através do programa Gala podem ser obtidos de uma maneira simplificada os gráficos de interação momento-esforço axial.

A definição da armadura mínima pode ser feita recorrendo ao capítulo 9.8.5 da NP EN 1992-1-1 (2010) referente a estacas moldadas (ver Quadro 4.19).

Quadro 4.19 – Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas (NP EN 1992-1-1, 2010)

Secção da estaca A_c	Área mínima das armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 \leq A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c \geq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

Segundo a cláusula 9.8.5 (3) da NP EN 1992-1-1 (2010) o diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deverá ser inferior a 16mm. As estacas deverão ter pelo menos 6 varões longitudinais e ainda, deve ser respeitada uma distância livre entre os varões de armadura longitudinal inferior a 200mm, medida ao longo da periferia da estaca.

Sendo a área da secção igual a $1,77 \text{ m}^2$ então $A_{s,bpmin}$ tomará o valor de $44,17 \text{ cm}^2$. Dado o espaçamento mínimo entre varões e adotando uma solução exequível, a armadura mínima concretizável corresponde a 22Ø20, o que equivale a $69,11 \text{ cm}^2$.

Admitindo que em todos os modelos as estacas possuem a armadura longitudinal mínima os resultados podem ser observados na Fig. 4.33 e Fig. 4.34.

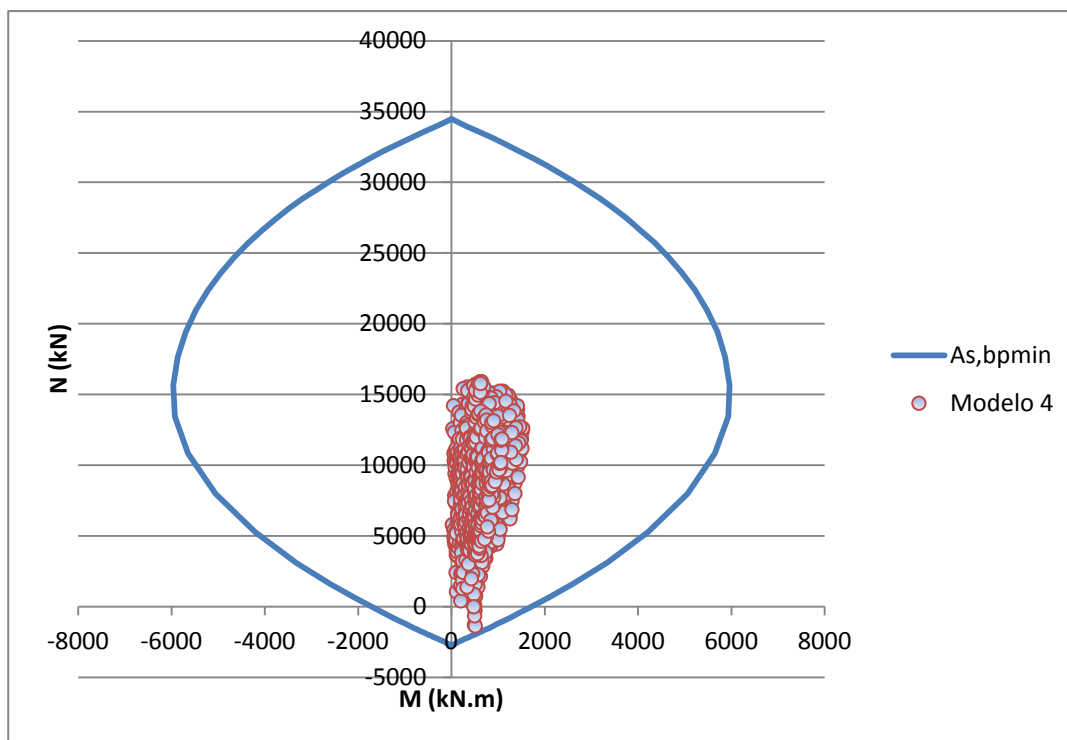


Fig. 4.33 – Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 4

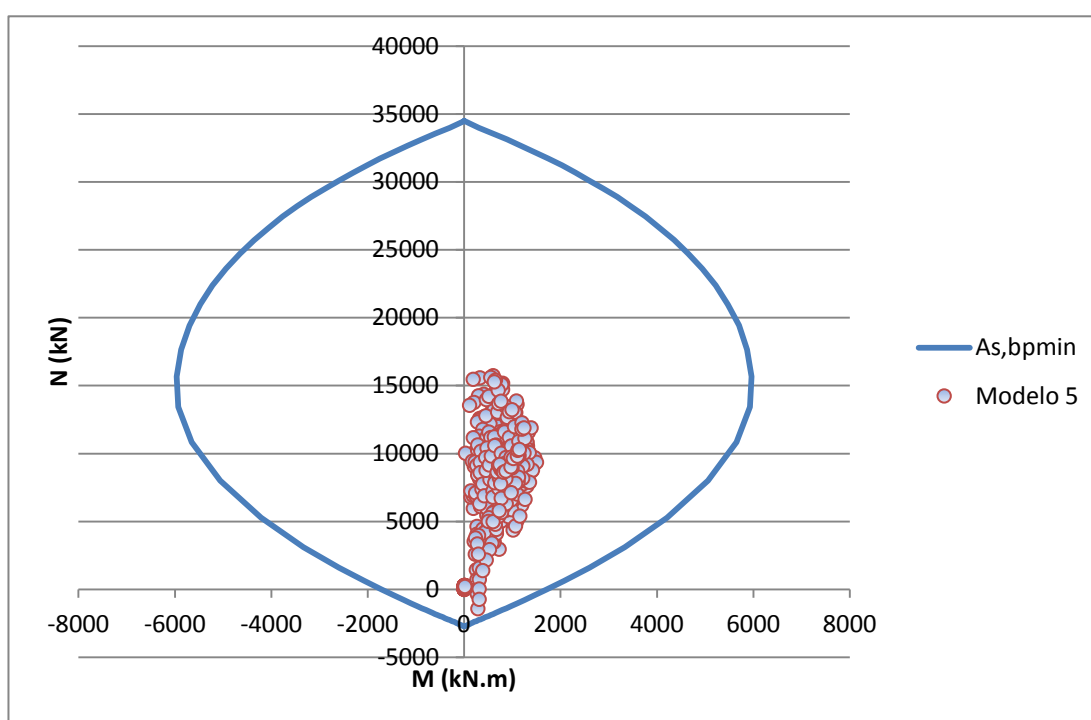


Fig. 4.34 - Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 5

No modelo 6 foi necessário reforçar a solução de armadura, tendo de atribuir um número de varões e diâmetro diferentes (Fig.4.35).

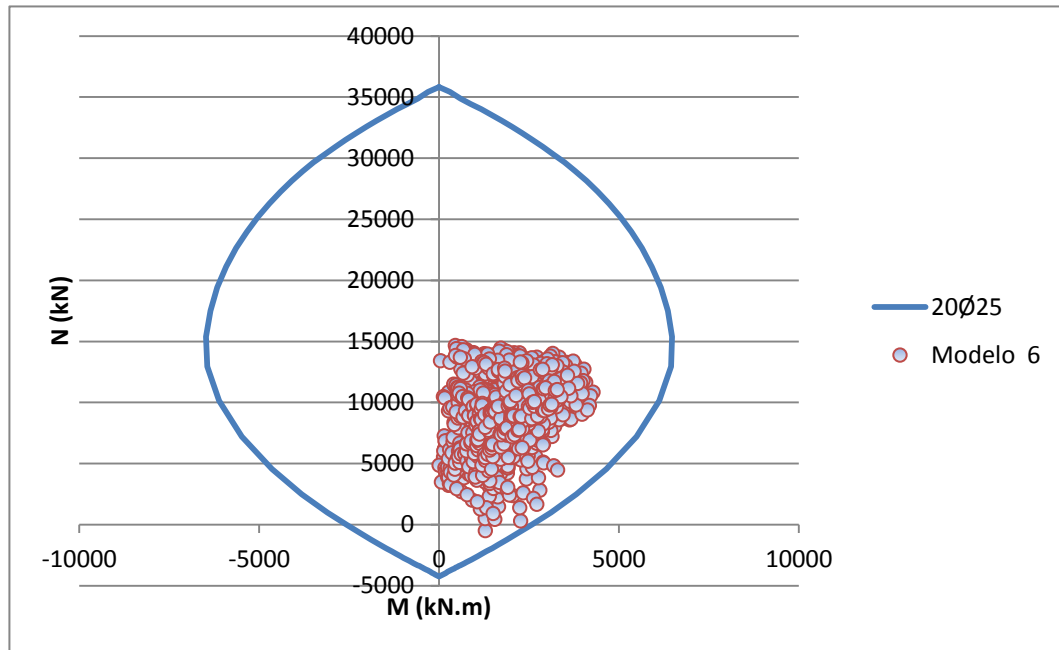


Fig. 4.35 – Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 6

Finalmente o diagrama de momento-esforço axial do modelo 7 é apresentado na Fig. 4.36.

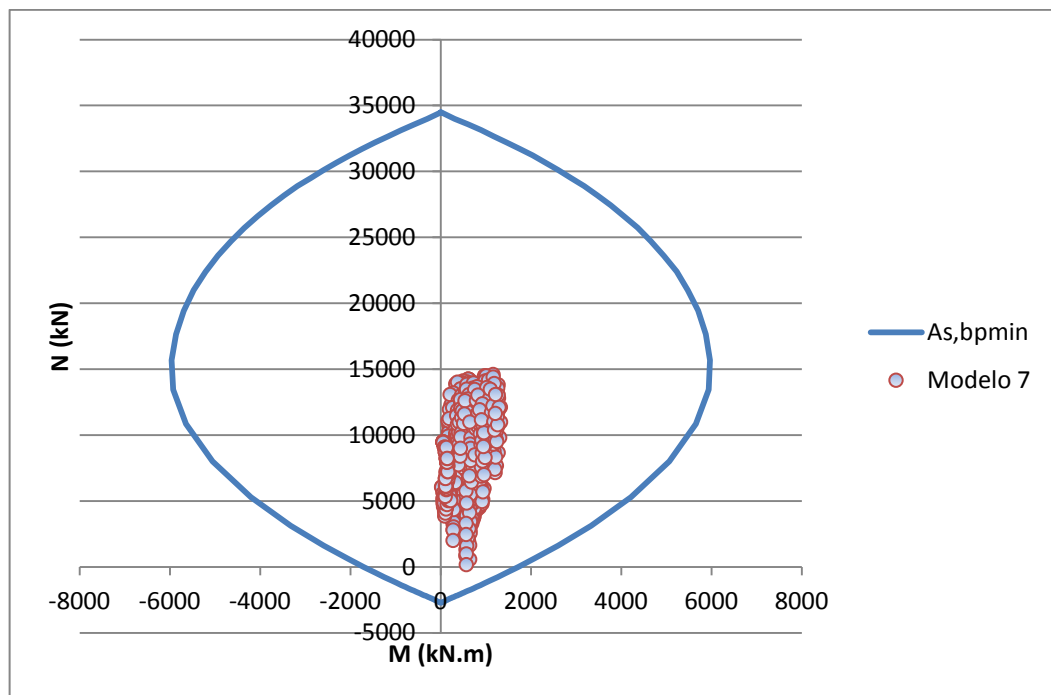


Fig. 4.36 - Diagrama de momento-esforço axial para o Modelo 7

Os diagramas anteriores procuram demonstrar que para os esforços sentidos pelas estacas, considerando a solução de armadura adotada, estas se encontram preparadas para receber as solicitações a que estão sujeitas. A linha a azul representa a linha de cedência da secção transversal da

estaca, enquanto os pontos no diagrama representam os esforços (momento fletor e esforço axial) experimentados ao nível da cabeça da estaca.

Resumidamente, apresentam-se no Quadro 4.20 as soluções de armadura longitudinal adotada para os diferentes modelos.

Quadro 4.20 – Soluções de varões longitudinais para as estacas dos vários modelos

Armadura	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
Varões	22Ø20	22Ø20	22Ø20	22Ø20	22Ø20	20Ø25	22Ø20
A_s [cm ²]	69,11	69,11	69,11	69,11	69,11	98,17	69,11

4.8.2 ARMADURA DE CORTE

Tendo em conta os esforços horizontais máximos obtiveram-se várias soluções de estribos consoante o modelo em causa.

Atendendo à clausula 6.2.3 (2) e 6.2.3 (3) da NP EN 1992-1-1 (2010) – Eurocódigo 2, determina-se o valor da armadura para os estribos.

Admitindo que $\cot \theta$ toma o valor de 2 pode ser então determinada a armadura tendo em conta os diferentes modelos. Segue-se a expressão (4.15) que permite a determinação da armadura.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.15)$$

Quanto à armadura mínima regulamentar, esta pode ser obtida através da expressão (4.16).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = b_w \cdot \sin \alpha \cdot 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{cd}} \quad (4.16)$$

Para o dimensionamento da armadura transversal foi utilizado o valor do esforço transverso máximo resultante correspondente ao modelo mais gravoso (ver Fig. 4.37).

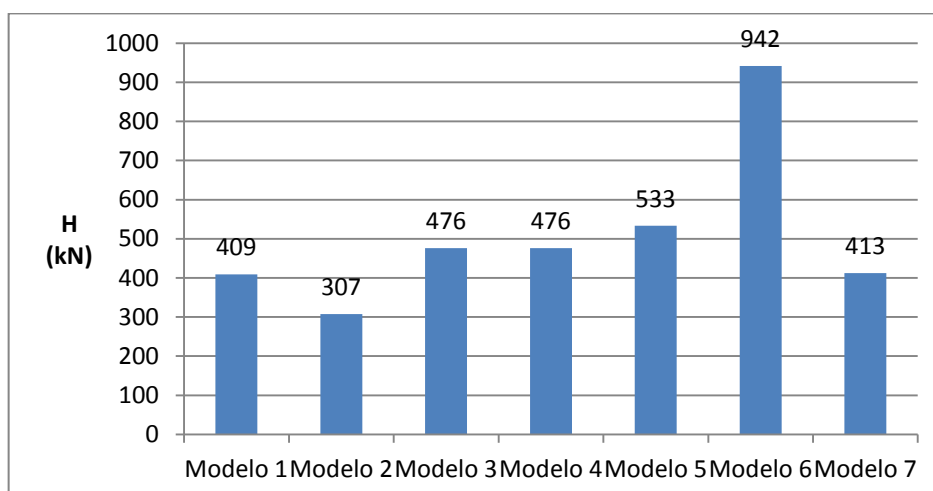


Fig. 4.37 – Esforço transversal resultante nos diferentes modelos

Aplicando a equação (4.15) pode ser obtida a armadura de esforço transverso correspondente à solicitação transversal mais gravosa referente ao modelo 6. Para fazer frente a essa solicitação (942 kN) são necessários $8,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ de armadura transversal.

Recorrendo à expressão (4.16) é determinada a armadura mínima regulamentar. A área de armadura obtida é $13,15 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Visto a armadura mínima regulamentar ser superior à armadura mínima requerida face ao esforço transverso atuante tem necessariamente de ser adotada a armadura mínima regulamentar.

A materialização da área de armadura utilizada para o esforço transverso pode ser contemplada no Quadro 4.21 e na Fig. 4.38.

Quadro 4.21 – Soluções para a armadura de esforço transverso

Armadura	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6	Modelo 7
Solução	Ø16//0,15	Ø16//0,15	Ø16//0,15	Ø16//0,15	Ø16//0,15	Ø16//0,15	Ø16//0,15
$A_s [\text{cm}^2/\text{m}]$	13,40	13,40	13,40	13,40	13,40	13,40	13,40

Para todos os casos foi adotada a armadura mínima regulamentar.

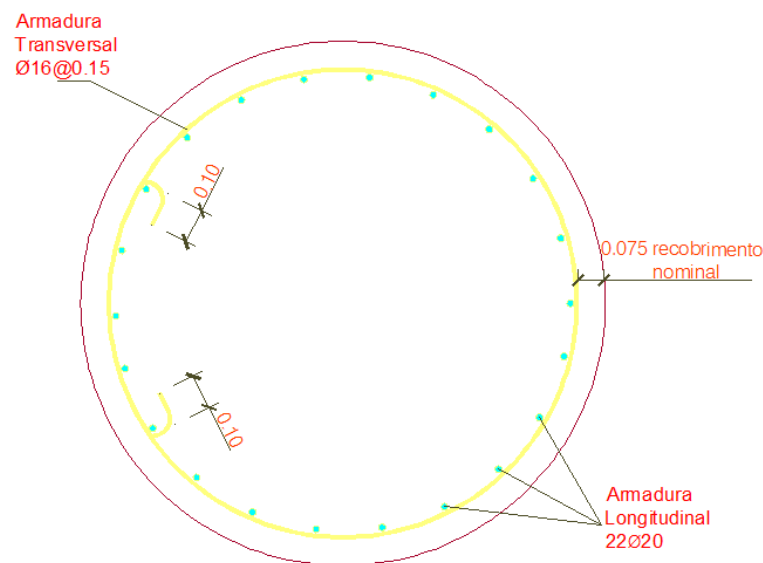


Fig. 4.38 – Secção transversal da estaca

4.9 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.9.1 ANÁLISE DE RESULTADOS – ESFORÇO AXIAL

Para determinar a exatidão e eficiência de todos os modelos é necessária uma comparação exaustiva dos resultados, para a avaliação das vantagens e inconvenientes que estes apresentam. A comparação é feita para todos os cálculos efetuados até este instante, incluindo os cálculos analíticos efetuados em 4.5 e 4.6.

Verifique-se em primeiro lugar o esforço axial que se encontra instalado ao nível da cabeça das estacas (ver Fig. 4.39).

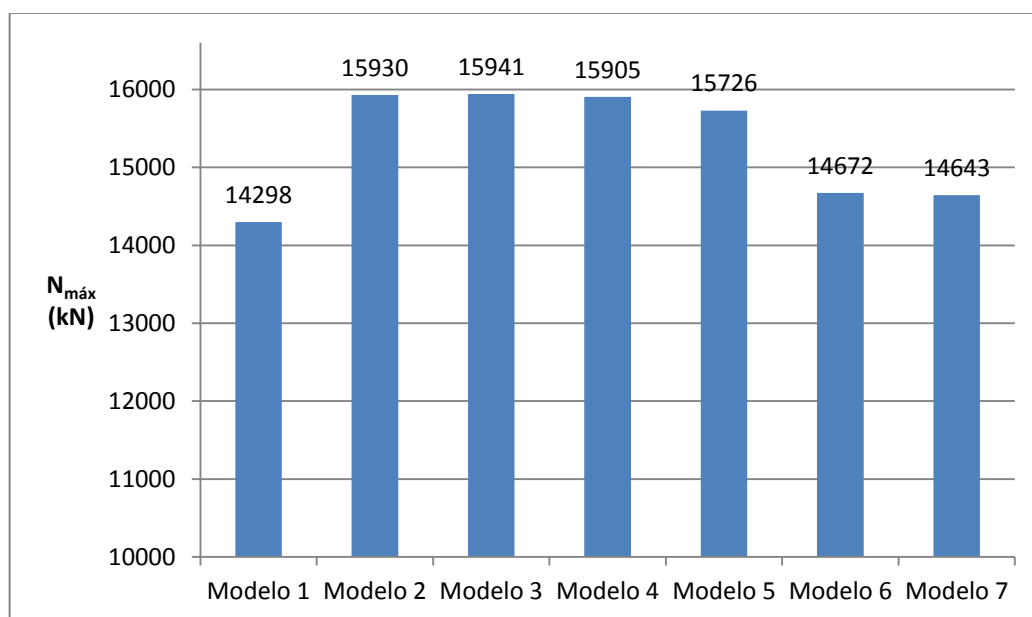


Fig. 4.39 – Esforço axial máximo transmitido a cada estaca

Os valores apresentados na figura anterior representam o esforço axial máximo instalado ao nível da cabeça das estacas, sendo que para tal a identificação da estaca mais solicitada pode ser feita observando a Fig. 4.40.

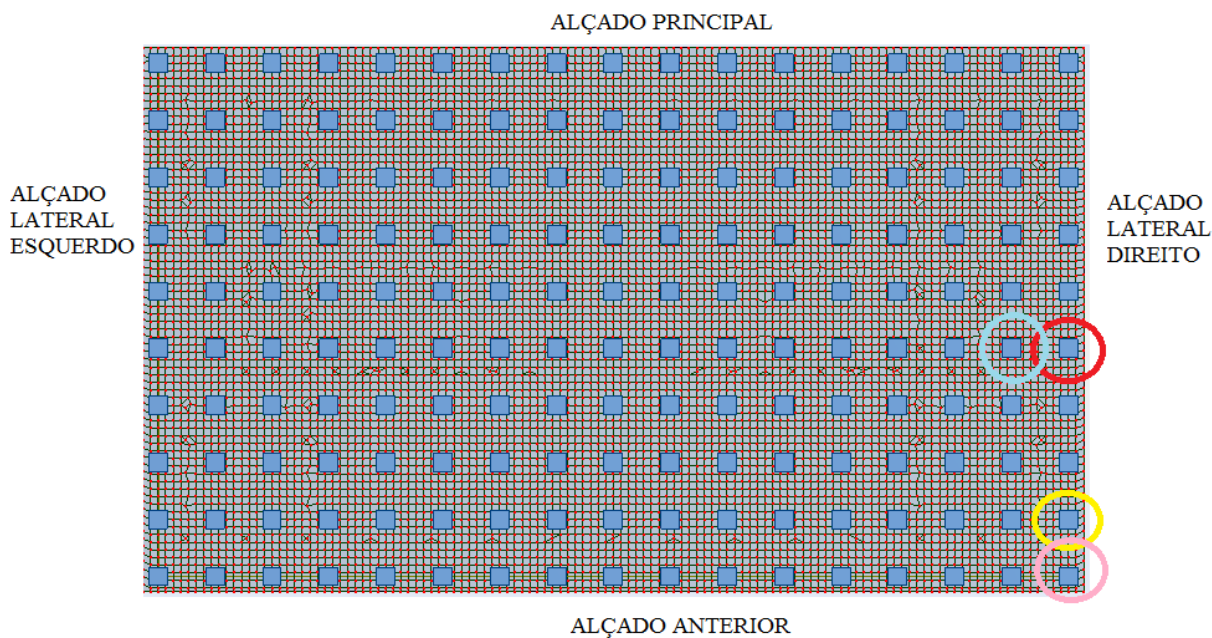


Fig. 4.40 – Estacas mais solicitadas axialmente

Os casos correspondentes à circunferência vermelha representam os modelo 4, 5 e 6, à azul os modelos 2 e 3, à amarela o modelo 7, e finalmente à rosa o modelo 1.

Da observação da Fig. 4.40 constata-se que apesar de existir um afastamento relativamente grande em termos do eixo vertical, entre as estacas mais solicitadas para as diferentes análises, horizontalmente o afastamento é pequeno, sendo que as estacas mais carregadas verticalmente se encontram geralmente na periferia do maciço (facto que se verificou ao longo de todo o trabalho).

Centrando a análise na Fig. 4.39, podem ser observadas algumas discrepâncias nos valores correspondentes aos modelos simplificados (modelos 2, 3, 4 e 5) em relação aos modelos 1, 6 e 7. Efetivamente os modelos 2 a 5 apresentam uma razão plausível para que isto aconteça, razão essa centrada na própria simplificação que o modelo assume. Relembrando os processos de modelação dos modelos simplificados, pode constatar-se que, em primeiro lugar, as cargas atuantes nestes modelos provêm de condições de apoio de encastramento (apoios infinitamente rígidos), o que não simula na realidade a interação entre superestrutura e infraestrutura acabando por atrair mais esforços.

A execução do modelo 7 é bastante trabalhosa e difícil, dada a elevada quantidade de cálculos que o programa tem de efetuar, sendo o que produz a simulação mais realista de todas. Os resultados deste modelo devem portanto ser considerados como resultados de referência para todos os outros. Assim sendo, o modelo 6 é o que dele mais se aproxima em termos de resultados.

4.9.2 ANÁLISE DE RESULTADOS – FORÇAS HORIZONTAIS

A abordagem à análise dos esforços horizontais nos modelos efetuados em *Robot Structural Analysis*, é efetuada sem a consideração do efeito de grupo, sendo portanto necessário reconsiderar os esforços dos cálculos analíticos. Para tal é considerada uma distribuição uniforme pela totalidade das estacas (ver Fig. 4.41 e Fig. 4.42).

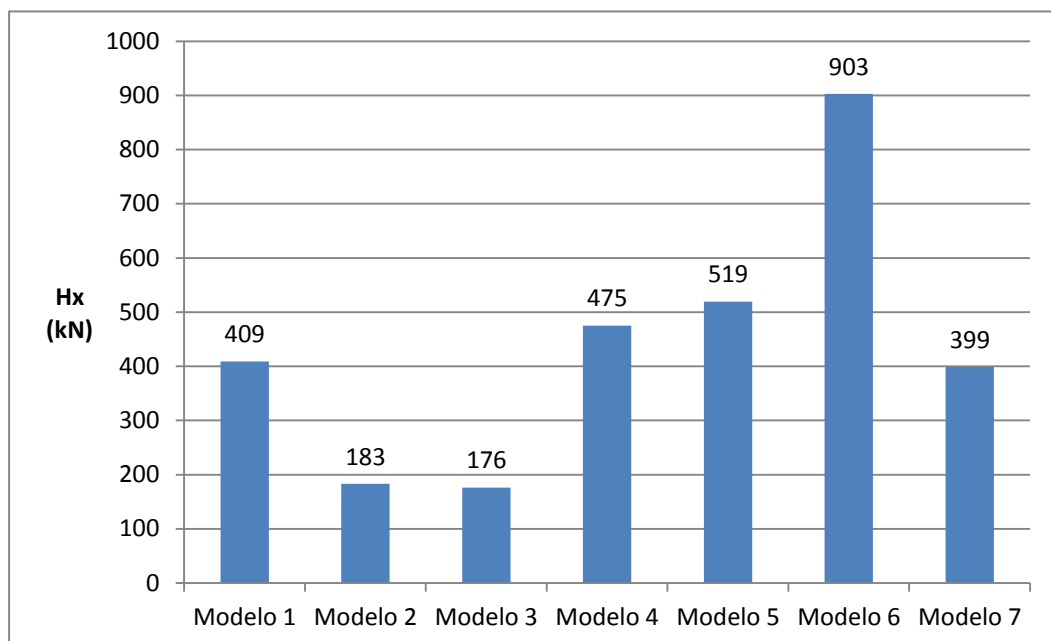
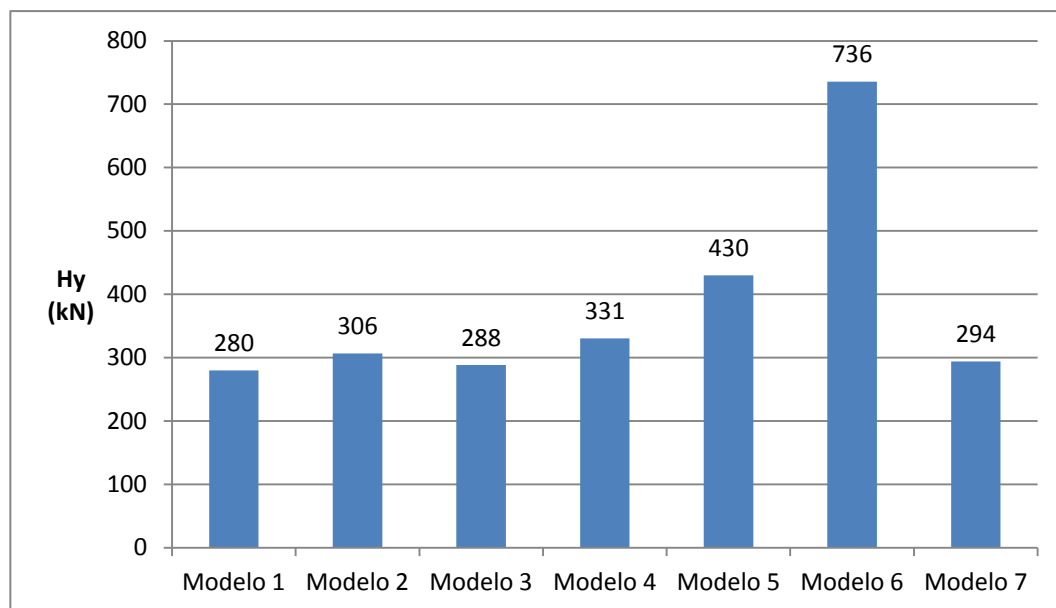


Fig. 4.41 – Esforços horizontais máximos por estaca, H_x

Fig. 4.42 - Esforços horizontais máximos por estaca, H_y

Em primeira análise, a ilação que pode ser imediatamente feita, é que existe uma variação acentuada de resultados, principalmente dos esforços H_x . Neste particular verifica-se que os modelos 2 e 3 apresentam valores relativamente baixos. Este comportamento está possivelmente associado ao modo como os apoios do maciço foram caracterizados. Ao contrário dos outros modelos, excetuando o modelo 6, apenas nestes existem condições de apoio com comportamento não linear para cargas horizontais. Quando é considerado este tipo de comportamento, está a ser admitido que existe uma maior tendência e facilidade à estrutura experimentar deslocamentos, pois, em primeiro lugar, não existem impedimentos da rotação ao nível da cabeça das estacas e em segundo, a tendência para a concentração de esforços a esse nível é inferior. Através desta suposição, pode ser abordado o caso do modelo 6 da mesma maneira. Devido ao facto de neste se considerar o comprimento efetivo das estacas, estas apresentam uma grande resistência aos movimentos de rotação a que o maciço vai estar sujeito, daí ao nível da cabeça das estacas existir uma concentração superior de esforços transversais.

No que concerne a relação entre os valores do modelo 5 e do modelo 4, o modelo 5 apresenta valores diferentes, sendo que daqui pode ser ponderada a hipótese tomada na justificação anterior. Relembrando a diferença entre comprimento e diâmetros equivalentes dos dois modelos, o modelo 5 apresenta estacas de um diâmetro equivalente superior e comprimento inferior, o que pode fazer com que estas, apesar da grandeza da diferença não ser acentuada, confirmem uma maior resistência à rotação, o que se traduz, como foi referido, num aumento de esforços ao nível da cabeça das estacas.

Os restantes modelos apresentam valores próximos sendo portanto o seu comportamento satisfatório, sendo os modelos 1, 4 e 7 os que exibem maior proximidade de resultados. A razão que pode justificar a igualdade de valores, pelo menos entre os modelos 1 e 7, deve-se ao facto de que o modelo 1 apresenta rigidez infinita, que faz com que não surjam deslocamentos a qualquer nível para qualquer carga, enquanto no modelo 7 é também elevado o impedimento de deslocamentos, em especial a rotação do ensoleiramento, visto existirem vários elementos que contribuem para isso, sendo esses elementos as estacas e os elementos verticais assentes no ensoleiramento.

4.9.3 ANÁLISE DE RESULTADOS – MOMENTOS FLETORES

A obtenção de valores de momentos fletores nos modelos considerados apenas é possível naqueles que apresentam a simulação das estacas através de barras, ou seja, nos modelos 3, 4, modelo de referência e modelo global.

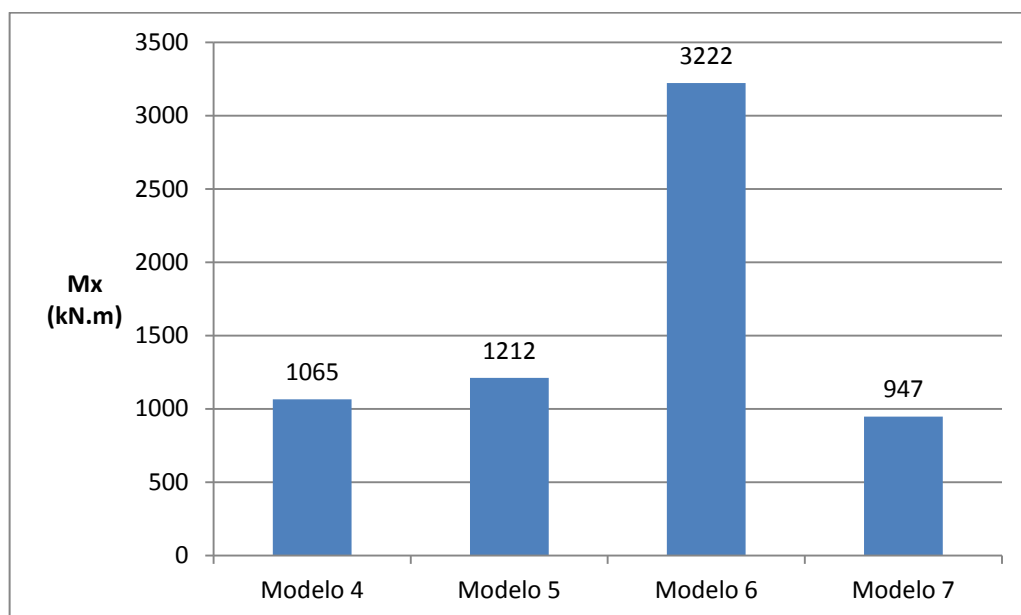


Fig. 4.43 – Momentos fletores máximos, Mx

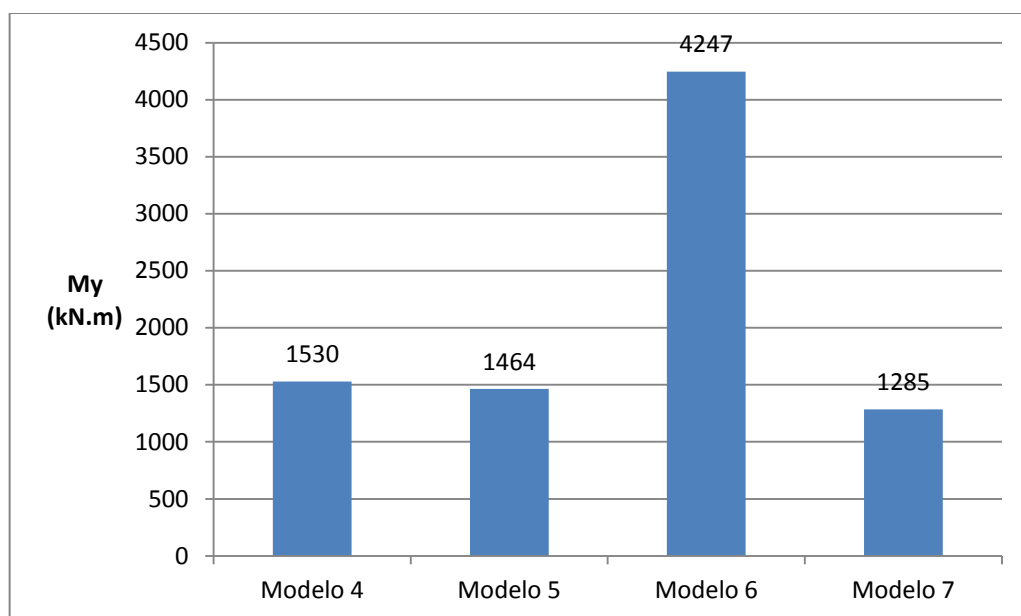


Fig. 4.44 – Momentos fletores máximos, My

Os momentos fletores que se fazem sentir ao nível da fundação do edifício são na sua maioria provocados pelos efeitos de segunda ordem e pela ação do vento. Como estas ações são praticamente

todas de caráter transversal, ou horizontal, então pode ser admitido que os resultados estão em grande parte relacionados com os resultados da análise anterior. Dito isto, a justificação que é dada para a variação existente entre os valores dos diferentes modelos pode ser a mesma que foi apresentada na análise das forças horizontais.

4.9.4 ANÁLISE DE RESULTADOS – ASSENTAMENTOS

Os valores dos assentamentos obtidos para combinação quase-permanente são aceitáveis, na medida em que os assentamentos absolutos são suficientemente reduzidos para assegurar que os assentamentos diferenciais são compatíveis com os requisitos de aptidão para utilização e não dão origem a esforços incompatíveis com as capacidades resistentes dos elementos da superestrutura (ver Fig. 4.45). Note-se que estes elementos deverão, à partida, ser dimensionados para a hipótese de os pontos de apoio serem perfeitamente rígidos, não estando, portanto, capacitados para acomodar esforços que decorram de assentamentos diferenciais importantes.

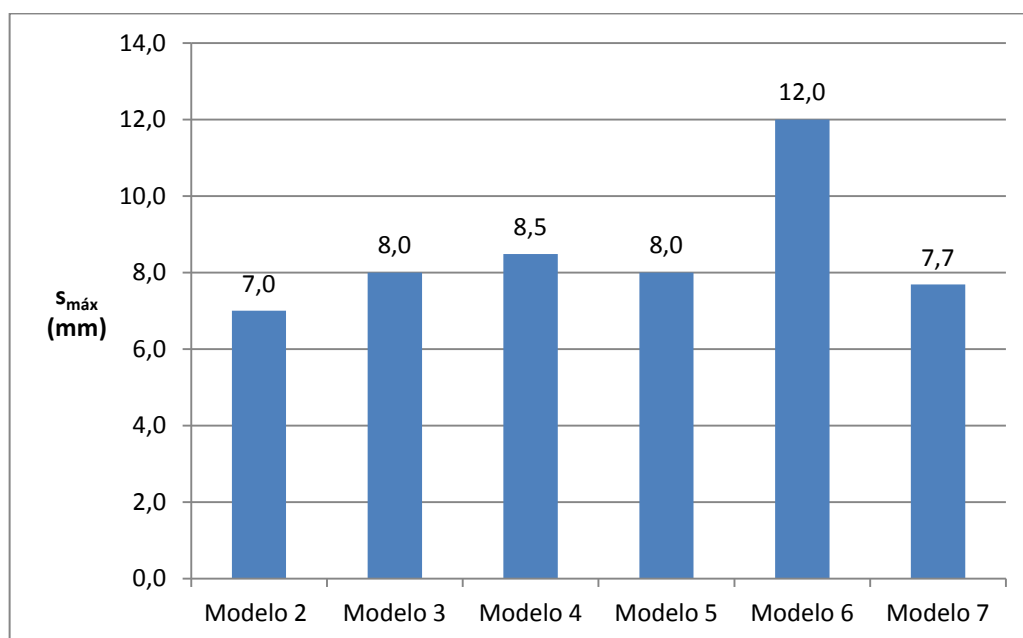


Fig. 4.45 – Assentamentos absolutos máximos

4.9.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.9.5.1 MODELOS 2 E 3

Os modelos 2 e 3 apresentam a resolução mais simplificada de toda a modelação efetuada. Modelos como estes tem as suas vantagens e limitações.

As limitações do modelo 2 e 3 podem resumir-se nos seguintes pontos:

- Obtenção de resultados limitados, visto apenas serem retirados dos modelos as reações dos apoios, que se traduzem nas forças F_x , F_y e F_z correspondentes aos esforços ao nível da cabeça de cada estaca.
- Em consequência do ponto anterior, é admitido que existe impedimento de deslocamentos nas direções vertical e horizontal, de onde se pode concluir, que a estaca apresenta uma maior resistência do que aquela que realmente tem. A subvalorização da resistência deve-se ao facto de não existirem impedimentos em mais direções.

Apesar disto estes dois modelos apresentam certas vantagens:

- Modelação simples e rápida, onde apenas é necessário definir duas curvas de comportamento para os apoios não lineares, uma de comportamento vertical e outra de comportamento transversal;
- Resultados relativamente próximos dos outros modelos;
- Pequeno tempo de cálculo do programa (aproximadamente 15 minutos).

4.9.5.2 MODELOS 4 E 5

Os modelos 4 e 5 apresentam uma resolução um pouco mais complexa, visto recorrerem a barras e diâmetros equivalentes.

As desvantagens que apresentaram estes modelos podem ser descritas da seguinte forma:

- Uma das limitações mais importantes é a de que esta simplificação está limitada até um determinado comprimento. Ou seja, a partir do instante que se perde a proporcionalidade direta entre o momento atuante e a carga aplicada (devido à passagem do comportamento elástico da estaca para plástico) os comprimentos equivalentes passam a variar também, sendo assim difícil definir um valor que corresponda efetivamente ao equivalente do comprimento real.
- Existe uma limitada pormenorização dos esforços ao longo do fuste da estaca, visto que o comprimento destas toma valores reduzidos quando comparados com a sua verdadeira grandeza. A consequência que advém desta simplificação caracteriza-se pela não dissipação dos esforços ao longo das estacas em virtude da interação solo-estaca. Se é verdade que o esforço axial numa estaca tende a diminuir ao longo do seu fuste devido às forças de interação laterais (atritivas), sendo que o esforço ao nível da ponta é muito inferior ao existente ao nível da cabeça, acontece que nestes modelos 4 e 5, devido à diminuição considerável do comprimento das estacas, o esforço axial verificado ao nível da ponta destas ronda valores próximos dos valores registados na cabeça das mesmas.
- Uma desvantagem que se aponta para este modelo em relação aos modelos 2 e 3 é maior o tempo de cálculo necessário (aproximadamente 45 a 60 minutos).

As vantagens dos modelos 4 e 5 podem ser resumidas do seguinte modo:

- Ao definir barras para o modelo com uma determinada geometria, está também a ser definido um maior número de graus de liberdade em relação aos outros modelos, pelo que haverá obtenção de informação mais completa relativamente aos esforços. Com efeito para estes modelos é possível a determinação não só dos esforços de componente vertical e horizontal (F_z , H_x e H_y) como também a dos momentos fletores;
- A determinação dos comprimentos equivalentes, assim como dos diâmetros, obrigam a um acréscimo dos cálculos auxiliares a efetuar antes da modelação mas justificam totalmente o esforço adicional pois este modelo é fácil de elaborar e o tempo de cálculo requerido pelo programa é praticamente o mesmo que para os modelos mais simples.

4.9.5.3 MODELO 6

Quanto ao modelo 6, este apresenta alguns inconvenientes que podem depender do tipo de computador que o projetista usa.

- A modelação de uma estaca individual de grandes dimensões (42 metros no caso em estudo) recorrendo a apoios não lineares, por metro de profundidade da estaca, cujo comportamento é definido através de duas funções ao longo do fuste (funções correspondentes às curvas P-y e

Q-z) e uma na ponta da estaca (função correspondente à resistência de ponta), é um processo bastante penoso, visto a introdução dessas funções ter de ser feita manualmente, ponto a ponto;

- À medida que o número de estacas aumenta, a interação com o programa começa a tornar-se mais lenta (este aspeto foi verificado quer em computadores de características medianas quer em computadores topo de gama);
- O tempo que o programa necessita para calcular o modelo é, em relação aos modelos anteriores, bastante maior (da ordem de 3 horas e meia).
- O significativo acréscimo do tempo de cálculo não compensa a diferença entre os resultados obtidos pelo modelo 6 e os do modelo do tipo 4.

Quanto aos aspetos positivos da execução deste modelo, pode ser referenciado o seguinte:

- Este é o modelo que apresenta valores mais parecidos com os do modelo global, aproximando-se mais do comportamento deste do que qualquer outro modelo;
- Este modelo permite a obtenção de todos os esforços necessários à verificação de segurança e cálculo orgânico da secção das estacas.
- O comportamento das barras que simulam as estacas é o mais próximo da realidade, visto estas terem o comprimento e diâmetros reais da estacas e possuírem molas por metro de comprimento de estaca, que simulam a sua interação com o solo de uma maneira bastante apropriada.

4.9.5.4 MODELO 7

Sendo o modelo 7 o mais completo e mais realista do ponto de vista físico, os valores obtidos a partir deste devem ser considerados como os valores de referência. Não obstante essas circunstâncias positivas referem-se agora os seus pontos fracos.

- Compreende-se facilmente que os inconvenientes que este modelo apresenta residem na sua complexa elaboração e montagem, que levam a que, ao ser iniciado o programa de análise, sendo este um modelo muito pesado, comecem a surgir problemas na interação com o utilizador, que se vão agravando à medida que vão sendo introduzidos novos elementos. Quando o modelo fica completo qualquer edição do mesmo requer um tempo de espera relativamente longo, o que pode conduzir a erros posteriormente aquando da introdução das alterações pretendidas, sendo por isso uma grande desvantagem deste modelo.
- Ainda relacionando o grau de complexidade do modelo com a interação com o hardware, para este caso surgiram vários problemas. Em primeiro lugar, dada a idade relativamente avançada do equipamento (computador portátil com 5 anos de idade, sendo que nestes equipamentos um período de 5 anos é relativamente grande, pois os avanços tecnológicos são bastante rápidos neste mercado), o grande problema que surgiu foi o que o próprio equipamento não conseguia correr o modelo por falta de memória de processamento. Este problema foi contornado utilizando um equipamento computacional de última geração com um processador muito eficiente.
- O tempo de cálculo que o programa requer para este modelo não pode ser comparado com os outros visto ter sido corrido num equipamento diferente, mas para que conste o registo, este demorou aproximadamente 30 minutos numa primeira análise com um número pequeno de iterações, enquanto que para 100 iterações o tempo de execução aumentou para as 3,5 horas.

Os aspetos positivos podem ser definidos da seguinte forma:

- O modelo 7 foi o que apresentou os resultados com menos variações;
- Este foi o modelo mais realista do ponto de vista físico, contemplando todo o tipo de interações que existem numa estrutura real, como seja a ligação dos elementos verticais da superestrutura com os elementos de fundação, bem como a interação da fundação com o terreno.

5

FERRAMENTAS DE APOIO AO PROJETO DE FUNDAÇÃO POR ESTACAS

5.1 INTRODUÇÃO

Ao longo do presente trabalho surgiram variadas dificuldades. Consoante a determinação de parâmetros geomecânicos, surgiram problemas impossíveis de contornar apenas com as ferramentas usuais. O tipo de problemas que surgiram estavam relacionados com o número elevado de cálculos a efetuar e a monotonia destes cálculos. Fator esse que muitas vezes pode induzir graves erros na introdução de valores e consequentemente nos resultados (como foram constatados várias vezes), e ainda, problemas matemáticos de resolução analítica impossível, por outras palavras, problemas cuja resolução teria de ser feita recorrendo a métodos numéricos.

Para superar tais adversidades, foram criadas metodologias mais expeditas e práticas. Muitas dessas soluções consistem em folhas de cálculo de Microsoft-Excel, automatizadas para o processo de cálculo que se revelava monótono. Outra solução consistiu na aplicação de um pequeno programa (fornecido pelo orientador da presente dissertação) em linguagem Fortran, assente na metodologia de Newton-Raphson.

5.2 MÉTODO DE BROOMS

A primeira das ferramentas auxiliares desenvolvida consiste numa folha de cálculo Microsoft Excel que recorre ao método de Brooms para a determinação da resistência que o solo é capaz de mobilizar perante uma estaca submetida a ações horizontais. Mas antes da sua apresentação, é necessário conhecer os conceitos da abordagem proposta por Broms (1964a) e Broms (1964b), entre outros autores, para a determinação dos esforços de uma estaca isolada quando submetida a solicitações transversais ao seu eixo.

5.2.1 RESISTÊNCIA LATERAL DE UMA ESTACA ISOLADA - GENERALIDADES

O comportamento de uma estaca vertical cujo carregamento é transversal ao seu eixo pode ser descrito do seguinte modo. À medida que a estaca é carregada transversalmente, a tensão irá diminuir na face da estaca onde é aplicada a solicitação e aumentar na face oposta. À medida que o carregamento aumenta, perto da superfície do terreno irá surgir uma fissura entre a parte da estaca onde é aplicada a solicitação e a superfície do terreno, com a formação de uma pequena cunha de rotura que tende a desenvolver-se verticalmente na parte posterior da estaca. Para profundidades mais elevadas, devido ao efeito de confinamento do solo, a rotura dá-se por escoamento do solo na face frontal da estaca. Este fenómeno encontra-se ilustrado na Fig. 5.1.

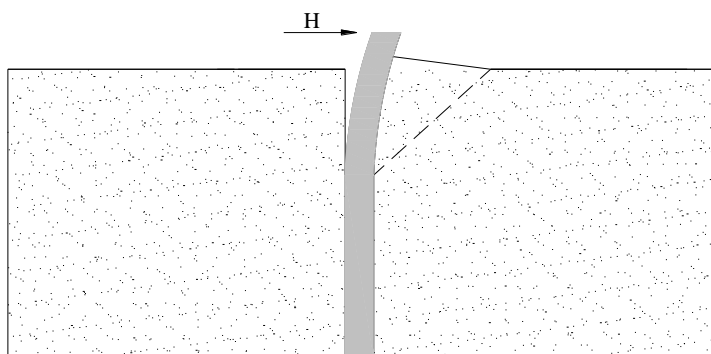


Fig. 5.1 – Deformação de uma estaca e do terreno quando submetidos a ações horizontais

A análise referente à capacidade de carga máxima de uma estaca depende da caracterização do tipo de estaca em causa como curta ou rígida, ou então como longa ou flexível. Esta distinção é fundamentada através da geometria e características mecânicas da estaca.

No caso de estacas curtas, o seu comportamento assemelha-se a um corpo rígido; como tal esta sofre uma rotação em torno de um ponto próximo da sua base até que o equilíbrio seja estabelecido, isto é, até que seja mobilizado o impulso exercido pelas terras (ver Fig. 5.2). Acima do ponto de rotação irão desenvolver-se pressões de caráter passivo na frente da estaca e abaixo desse ponto o mesmo tipo de pressões surgem na parte posterior da estaca.

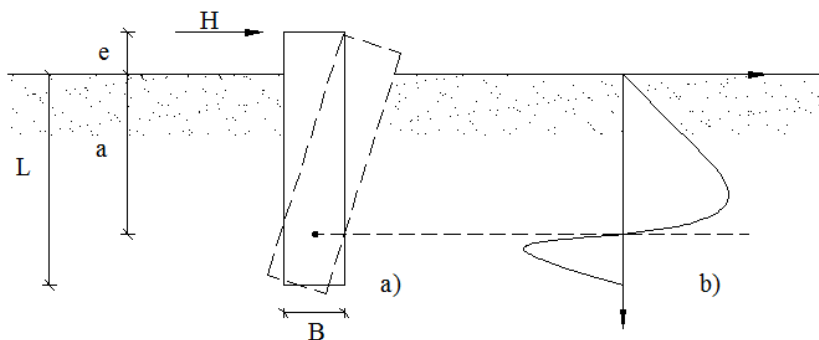


Fig. 5.2 - Estacas curtas: a) mecanismo de rotura; b) diagrama de pressões do maciço

No que às estacas flexíveis diz respeito, a rotura ocorre quando se forma uma rótula plástica a uma certa profundidade. Em termos de esforços, esta rotura dá-se na secção de momento fletor máximo e consequentemente de esforço transversal nulo.

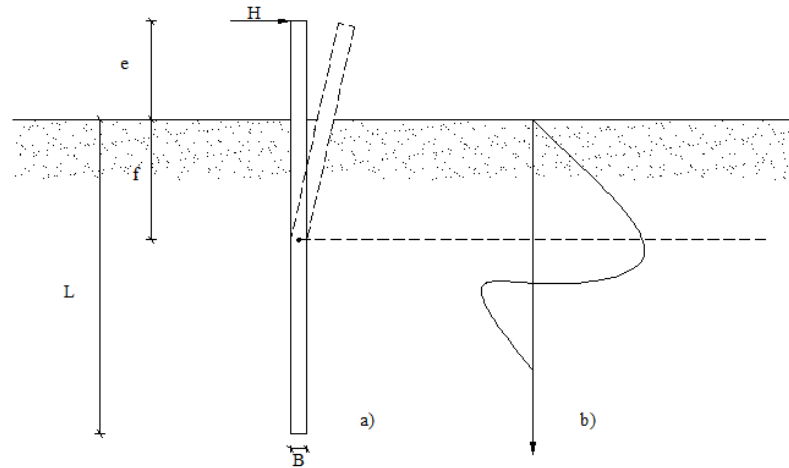


Fig. 5.3 – Estacas flexíveis: a) mecanismo de rotura; b) diagrama de pressões do maciço

Apresentados os mecanismos de rotura destes diferentes tipos de estacas, falta agora definir o critério a partir do qual se classifica uma estaca como curta ou como flexível.

Segundo Tomlinson e Woodward (2008) esta distinção pode ser feita calculando os fatores de rigidez R e T para o conjunto solo-estaca. Estes fatores de rigidez estão relacionados com a rigidez à flexão, (EI) , e a deformabilidade do solo. Esta deformabilidade é expressa através do módulo de reação do solo, que usualmente não é constante mas que, para o caso depende da largura ou diâmetro da estaca, B , e a profundidade da zona solicitada. Este conceito de módulo de reação do solo tem vindo a ser relacionado com o conceito de Terzaghi (1955) de coeficiente de reação horizontal. No caso de se tratar de uma argila fortemente consolidada, o módulo de reação lateral do solo, k , assume-se geralmente constante em profundidade. Para esse caso o fator de rigidez, R , pode ser obtido através da expressão (5.1)

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{kB}} \quad (5.1)$$

em que,

R é o fator de rigidez;

EI é a rigidez à flexão da estaca;

k é o módulo de reação horizontal do solo;

B é a dimensão transversal da estaca.

Para estacas curtas e rígidas é plausível tomar para o parâmetro k da expressão acima indicada um valor semelhante ao do módulo de Terzaghi k_1 , obtido em medições de ensaios de carga em placa, com placas de $3,05 \text{ cm}^2$. A relação deste parâmetro com a resistência não drenada da argila pode observar-se no Quadro 5.1 (Tomlinson e Woodward, 2008).

Quadro 5.1– Relação entre o módulo de reação horizontal (k_1) e resistência não drenada (S_u) de uma argila sobreconsolidada (Terzaghi, 1955)

Consistência	Firme a Rija	Rija a Muito Rija	Dura
Resistência não drenada S_u (kN/m ²)	50 – 100	100 – 200	>200
Parâmetro k_1 (MN/m ³)	15 – 30	30 – 60	>60

Para a maioria das argilas normalmente consolidadas e solos granulares, o módulo de deformabilidade do solo tende a crescer lineamente em profundidade, podendo o fator de rigidez, T , ser traduzido pela expressão (5.2)

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (5.2)$$

sendo,

T o fator de rigidez para solos do tipo granulares ou argilas normalmente consolidadas;

n_h o coeficiente de variação do módulo de deformabilidade;

EI a rigidez à flexão da estaca.

O coeficiente de variação do módulo de deformabilidade do solo (n_h) é obtido experimentalmente através de ensaios de carga lateral. Estes valores segundo Tomlinson e Woodward (2008) foram determinados através desses ensaios em estacas instrumentadas e submersas em areias em Mustang Island, Texas, nos Estados Unidos da América. Os testes foram efetuados para solicitações quer estáticas, quer dinâmicas e cíclicas. Citando Reese *et al.* (1974) os valores obtidos foram consideravelmente superiores aos de Terzaghi (1955). Vários investigadores sugerem o uso dos valores determinados em Mustang Island. Estes e os de Terzaghi podem ser comparados na Fig. 5.4.

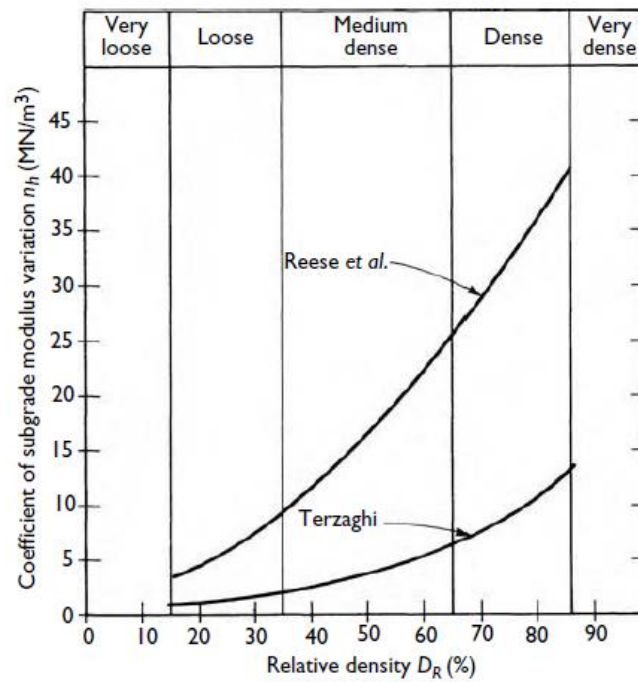


Fig. 5.4 – Relação entre a variação do módulo de deformabilidade e a densidade relativa das areias (Grassino et al., 1976 segundo (Tomlinson e Woodward (2008)))

Outros valores observados de n_h :

- Argila mole normalmente consolidada: 350 a 700 kN/m³;
- Argila siltosa orgânica: 150 kN/m³.

Tendo determinado os fatores de rigidez R ou T, o critério que diferencia o comportamento rígido do flexível está relacionado com o comprimento enterrado da estaca, L (ver Quadro 5.2).

Quadro 5.2 – Relação entre os fatores de rigidez T e R com o tipo de estaca (Tomlinson e Woodward, 2008)

Tipo de Estaca	Módulo de reação do solo	
	Linearmente Crescente	Constante
Rígida (topo livre)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Flexível (topo livre)	$L \geq 4T$	$L \geq 3.5R$

Uma vez identificado o tipo de estaca pode-se finalmente proceder ao cálculo da resistência propriamente dita desta e do terreno envolvente.

5.2.2. RESISTÊNCIA LATERAL DE UMA ESTACA ISOLADA EM SOLOS GRANULARES

Broms (1964a) considera que num solo granular a resistência que este oferece a um carregamento horizontal numa estaca se traduz num diagrama linearmente crescente em profundidade e ao longo da face oposta ao carregamento da estaca, sendo a distribuição do impulso passivo ao longo da face contrária ao carregamento três vezes a pressão passiva de Rankine (Tuna de Sousa, 2006). Esta distribuição é admitida tendo em conta vários resultados experimentais observados por Broms e outros autores. A resistência do solo é dada pela expressão (5.3)

$$P = 3 \cdot \gamma \cdot B \cdot L \cdot K_p \quad (5.3)$$

sendo,

γ , peso volúmico do solo;

L , comprimento longitudinal da estaca;

B , dimensão transversal da estaca;

K_p , coeficiente de impulso passivo de Rankine.

A expressão (5.3) apenas serve para o caso de se tratar de uma estaca rígida ou curta e de cabeça livre. Para melhor visualizar o conceito anterior observe-se a Fig. 5.5.

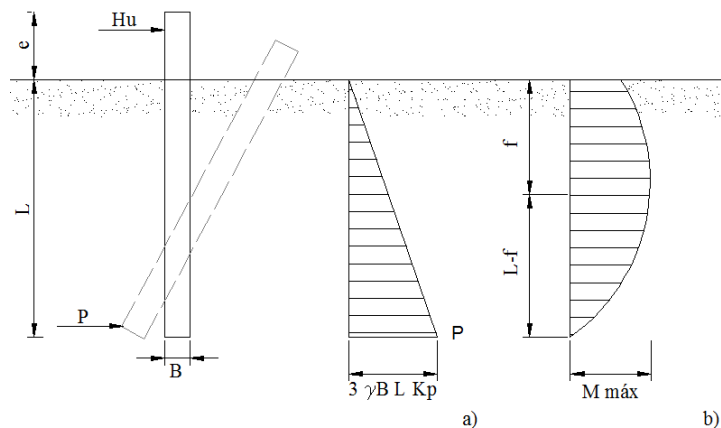


Fig. 5.5 – Método de Broms para estacas curtas em solos granulares: a) Diagrama de reação do solo; b) Esforço de flexão (Broms, 1964a)

Para as premissas anteriormente referidas Broms (1964a) considera que a resistência última da estaca pode ser dada através da expressão (5.4), expressão essa apenas válida para o caso em que o momento fletor máximo que solicita a estaca seja menor que o momento fletor de rotura ou plastificação da mesma.

$$H_u = \frac{0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot L^3 \cdot K_p}{(e + L)} \quad (5.4)$$

Para estacas longas com o topo livre, as estacas consideradas flexíveis, a secção de momento fletor máximo encontra-se a uma profundidade, f , como se pode observar na Fig. 5.6, profundidade essa que traduz a localização da formação de uma rótula plástica, sendo dada pela expressão (5.5).

$$f = 0.82 \cdot \sqrt{\frac{H_u}{\gamma \cdot B \cdot K_p}} \quad (5.5)$$

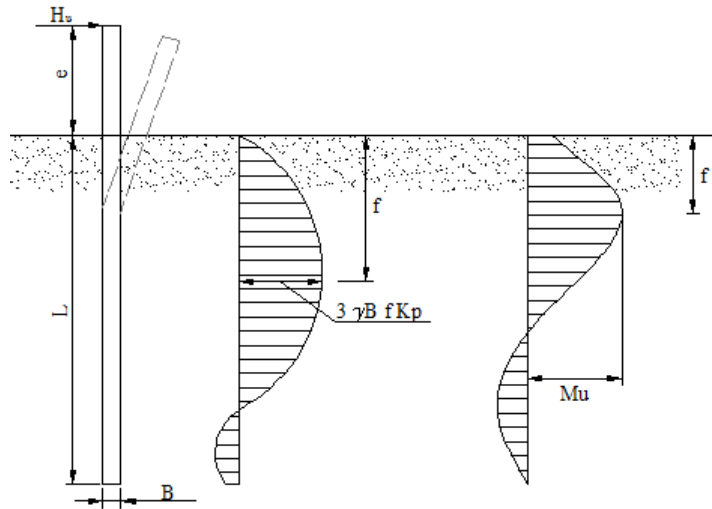


Fig. 5.6 - Método de Broms para estacas flexíveis em solos granulares: a) Diagrama de reação do solo; b) Esforço de flexão (Broms, 1964a).

O momento fletor máximo correspondente à profundidade f , pode ser obtido recorrendo à expressão (5.6).

$$M_{\text{máx}} = H_u (e + 0.67f) \quad (5.6)$$

Igualando esse momento ao momento de rotura (ou plastificação), M_u , obtêm-se:

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0.55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad (5.7)$$

5.2.3. RESISTÊNCIA LATERAL DE UMA ESTACA ISOLADA EM SOLOS COERENTES

Broms (1964b) efetuou o mesmo tipo de análise também para solos coerentes. Admitindo que a resistência do terreno, a partir de uma profundidade de aproximadamente uma vez e meia a dimensão transversal da estaca, é constante, isto implica que, a partir dessa profundidade e citando Broms (1964b), as estacas e o solo localizado dentro de um grupo de estacas apresentem um comportamento uniforme. A provável distribuição da resistência que o solo oferece ao carregamento pode ser exemplificada na Fig. 5.7 a).

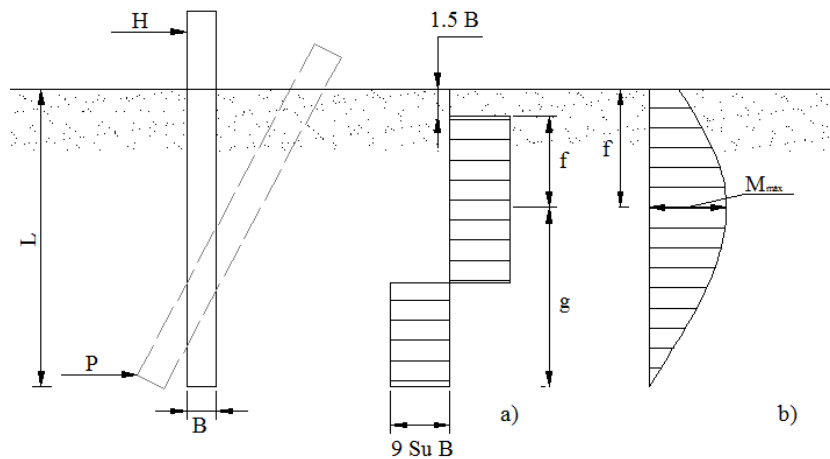


Fig. 5.7 – Método de Broms para estacas curtas e solos coerentes: a) diagrama de reação do solo; b) diagrama de momentos fletores da estaca (Broms, 1964b)

Por motivos de simplificação Broms (1964b) admitiu que até à profundidade de um diâmetro e meio da estaca a resistência do solo é desprezável e abaixo dessa profundidade seria tomada a resistência de $9 s_u B$. O momento fletor máximo calculado e a profundidade de encastramento requerida (assumindo a distribuição retangular de tensões laterais do terreno presente na Fig. 5.1 a)), será superior quantitativamente relativamente às pressões que na realidade atuam na estaca no momento da rotura. Além disso, assumindo essa distribuição de pressões do solo, os resultados obtidos irão estar do lado da segurança.

O máximo momento ocorre na secção em que o valor do esforço transversal é nulo, que se encontra a uma profundidade de $(f + 1.5B)$ abaixo da superfície do terreno. A distância, f , e o momento máximo ao qual a estaca resiste podem ser determinados através das equações (5.8) e (5.9)

$$f = \frac{H}{9 \cdot s_u \cdot B} \quad (5.8)$$

$$M_{\text{máx}} = H(e + 1.5B + 0.5f) \quad (5.9)$$

em que, e , representa a excentricidade da solicitação aplicada definida na Fig. 5.7. A parte da estaca com a profundidade, g , (localizada abaixo do ponto de máximo momento fletor) pode ser também relacionada com a determinação do máximo momento fletor atuante no elemento estrutural através da expressão (5.10).

$$M_{\text{máx}} = 2.25 \cdot B \cdot g^2 \cdot s_u \quad (5.10)$$

$$g = L - 1.5B - f \quad (5.11)$$

Para as estacas consideradas como longas, a distribuição de pressões no solo admitida pode ser observada na Fig. 5.8. Além disso, é assumido que os deslocamentos laterais são tais que mobilizam a resistência passiva do solo até a profundidade em que ocorre o momento fletor máximo.

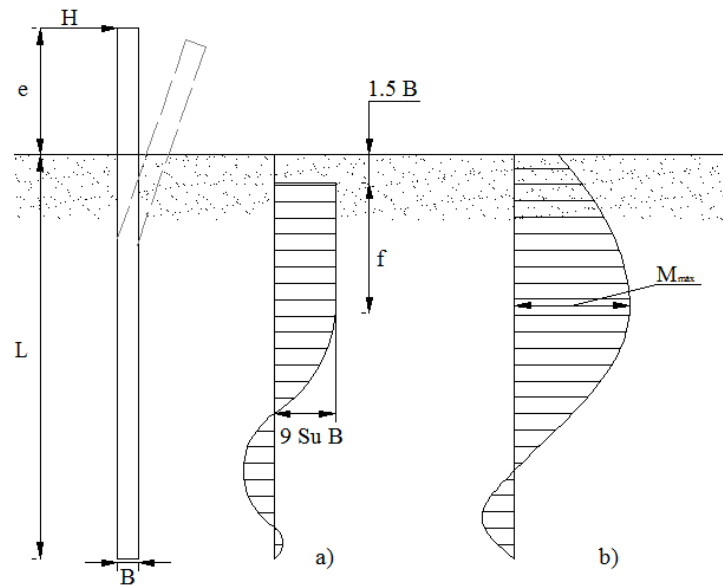


Fig. 5.8 - Método de Broms para estacas flexíveis em solos coerentes: a) diagrama de reação do solo; b) diagrama de momentos fletores da estaca (Broms, 1964b)

Pode ser ainda salientado, observando a Fig. 5.8 que a resistência lateral última cresce rapidamente com o aumento do momento resistente da estaca e também com o aumento da tensão de confinamento do solo. A rotura neste caso ocorre quando o valor obtido para a expressão (5.10) iguala o momento de rotura da estaca. Consequentemente, deve-se ter um certo cuidado na aplicação deste método pois a formação da rótula plástica pode não ser singular, ou seja, pode existir a formação de mais que uma rótula ao longo do fuste da estaca.

5.2.4. FOLHAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

A determinação da capacidade resistente do solo, referida no capítulo anterior, é uma das principais funções das folhas de cálculo automático que se seguem. Apesar disso, estas permitem a determinação automática de todos os parâmetros envolvidos no cálculo. Os parâmetros necessários introduzir são apenas a geometria da estaca, o peso volúmico do solo, o ângulo de atrito e o momento resistente da estaca. O número de folhas elaboradas foi quatro. A primeira corresponde à determinação da capacidade resistente do solo na presença de uma estaca isolada curta em solos granulares. A segunda é análoga à anterior mas para solos com coesão. As terceira e quarta correspondem à mesma análise das folhas mencionadas mas para estacas longas, respetivamente.

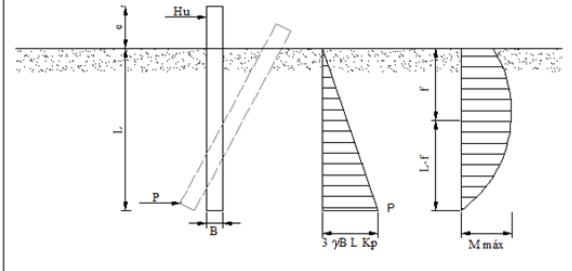
γ (kN/m ³)	B (m)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">Método de Broms para solos Granulares e estacas curtas</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Areias</div>  <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> $P = 3 \gamma B L K_p$ </div>	Hu
			#DIV/0!
L (m)	ϕ (°)		
e (m)	Kp		
	1,00		
P (kN/m)			
0			

Fig. 5.9 – Folha de cálculo automático para estacas curtas em solo granular

A interação com estas folhas de cálculo é simples, bastando introduzir os valores nas células em branco para que imediatamente sejam obtidos os resultados pretendidos.

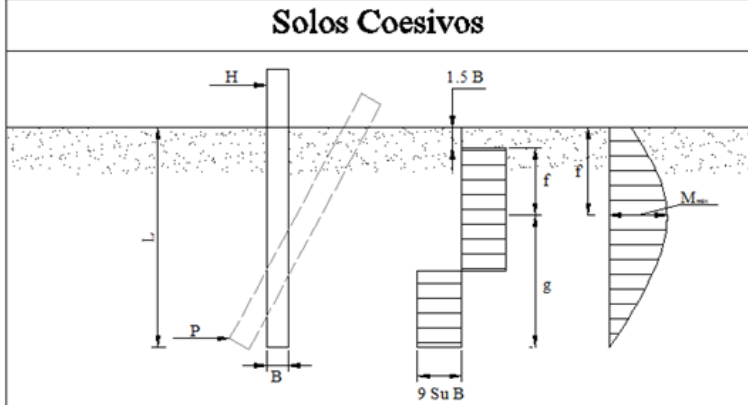
Su (kPa)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">Método de Broms para estacas Curtas em solos coesivos</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px; text-align: center;">Solos Coesivos</div> 	
B (m)		
Ph (kN/m)		
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px auto; width: 80%;"> $Ph = 9 Su B$ </div>		

Fig. 5. 10 – Folha de cálculo automático para estacas curtas em solo com coesão

A simbologia presente nas duas folhas anteriores está traduzida no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Simbologia das folhas de cálculo para estacas curtas

Símbolo	Unidade	Significado
γ	[kN/m ³]	Peso volúmico do solo
B	[m]	Diâmetro da estaca
L	[m]	Comprimento da estaca
ϕ'	[°]	Ângulo de resistência ao corte
e	[m]	Excentricidade da carga aplicada
K_p	[-]	Coefficiente de impulso passivo
H_u	[kN]	Solicitação máxima que pode ser aplicada à estaca
P	[kN/m]	Capacidade máxima resistente do solo
S_u	[kPa]	Resistência não drenada

A folha de cálculo que se segue possui uma particularidade que a destaca das anteriores. Recorrendo a esta é possível a determinação da força H_u máxima que é possível aplicar à estaca, sendo possível também visualizar a carga máxima a que o solo pode estar sujeito.

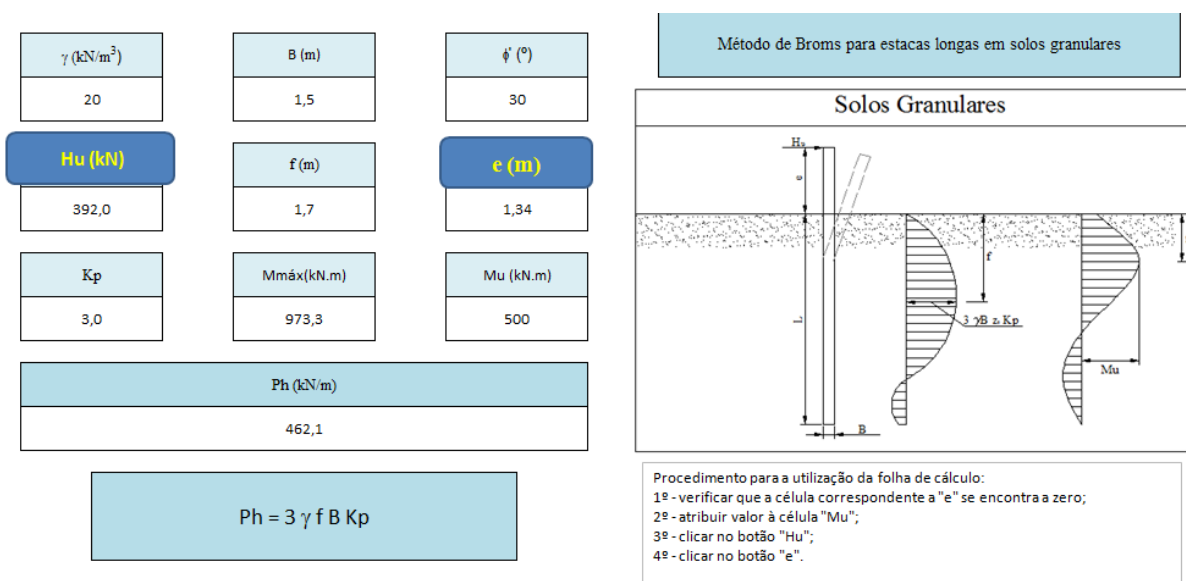


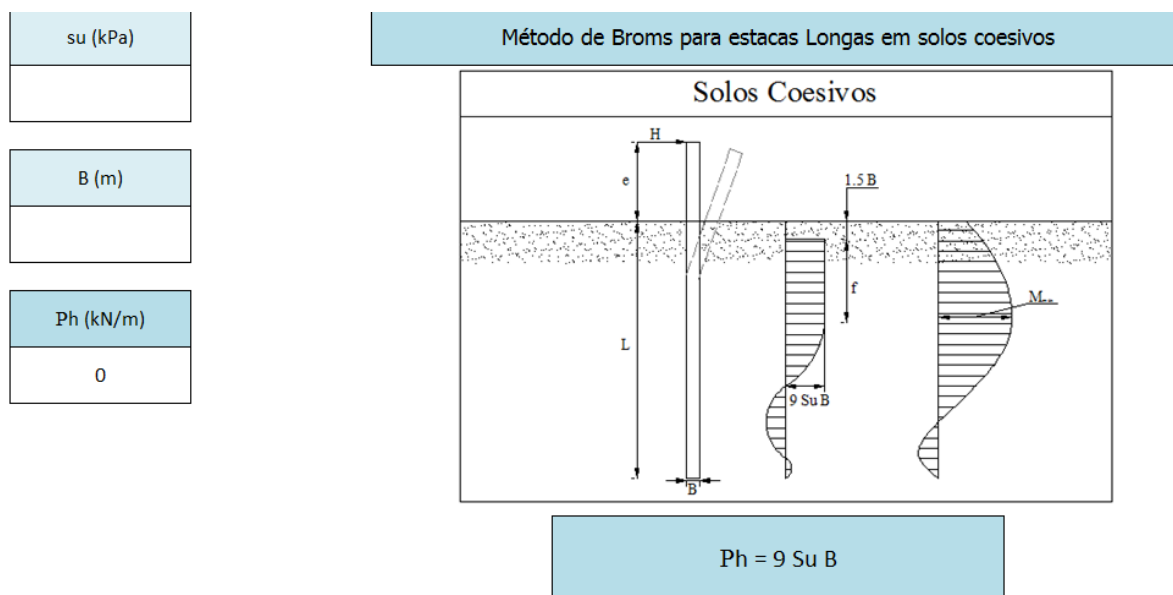
Fig. 5.11 - Folha de cálculo automático para estacas longas em solos granulares

O procedimento que deve ser tomado é o seguinte:

1. Verificar que a célula correspondente à excentricidade e , se encontra a zero;
2. Atribuir o valor a M_u , sendo que M_u corresponde ao momento resistente da secção de betão armado;
3. Clicar no botão H_u . Ao clicar neste botão é possível obter imediatamente a força horizontal máxima a que a estaca pode estar sujeita, sendo que essa força ainda não está munida de uma

excentricidade, por outras palavras, neste momento o valor obtido corresponde á força horizontal máxima que pode ser aplicada ao nível da cabeça da estaca.

4. Clicar no botão “e”. Ao clicar neste botão é apresentada a excentricidade máxima para a qual pode ser aplicada a solicitação de modo a gerar os esforços máximos, quer na estaca, quer no terreno. Quando este valor é gerado, ao mesmo tempo é atualizado o valor de H_u , sendo portanto obtida a solicitação máxima (com excentricidade) que é possível aplicar a uma estaca longa em solo granular.



Quadro 5. 4 – Folha de cálculo automático para estacas longas em solos granulares

A última das folhas de cálculo apresenta um caráter mais simples que a folha anterior. Como não foi abordado nenhum solo do tipo coesivo, não surgiu a necessidade de aumentar os parâmetros resultantes da metodologia descrita para este tipo de solos. De qualquer forma esta concede ao utilizador o valor da resistência máxima mobilizável pelo solo.

Quadro 5. 5 - Simbologia das folhas de cálculo para estacas longas

Símbolo	Unidade	Significado
γ	[kN/m ³]	Peso volúmico do solo
B	[m]	Diâmetro da estaca
ϕ'	[°]	Ângulo de resistência ao corte
H_u	[kN]	Solicitação máxima que pode ser aplicada à estaca
f	[m]	Profundidade de formação da rótula e da ocorrência do momento máximo
e	[m]	Excentricidade da carga aplicada
K_p	[-]	Coefficiente de impulso passivo
$M_{m\acute{a}x}$	[kN.m]	Momento fletor máximo transmitido
M_u	[kN.m]	Momento resistente da secção de betão armado
P_h	[kN/m]	Capacidade máxima resistente do solo
S_u	[kPa]	Resistência não drenada

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Através do presente trabalho pretendeu-se contribuir para uma melhor compreensão das abordagens de cálculo normativas que existem para estacas moldadas, assim como os fenómenos envolvidos na sua simulação numérica em programas de cálculo.

Procurou-se desenvolver um método de modelação associado com rapidez, facilidade na técnica e eficácia de resultados, que permitisse prever o comportamento realista de uma fundação por estacas, a partir da caracterização geotécnica enquadrada nas características próprias de cada local de obra e da relação interativa com a superestrutura, mas não excessivamente complexa, por forma a ser compatível com um ambiente de projeto.

A primeira parte deste trabalho consistiu numa pesquisa da problemática existente na execução de estacas de grandes dimensões, nomeadamente diâmetro e comprimento. Ao longo desse capítulo tentou-se perceber quais eram as principais questões associadas à construção de estacas de grandes dimensões assim como as soluções que podem ser tomadas para superar essas dificuldades. Do estudo efetuado podem sublinhar-se algumas conclusões gerais:

- Um dos principais problemas em estacas de grandes dimensões ocorre precisamente durante o processo de abertura do furo da estaca. Durante este processo ocorrem variados problemas de instabilidade do furo, necessitando do recurso a metodologias corretivas que implicam aplicação de fluídos estabilizadores e tubos de revestimento.
- Durante a betonagem da estaca ocorrem também problemas, problemas esses que se traduzem na existência de sedimentos no fundo do furo (correspondente ao nível da ponta da estaca), para cuja solução se pode recorrer à aplicação de técnicas de *grouting*.

Após a referência aos problemas associados à execução de estacas moldadas devido às suas dimensões não usuais, procede-se à descrição da metodologia de dimensionamento de estacas através das metodologias propostas na NP EN 1997-1 (2010). No entanto, optou-se por recorrer complementarmente à NF P94-262 (AFNOR 2012) por se tratar de um documento normativo que apresenta um procedimento mais atualizado para o dimensionamento de fundações a partir do ensaio pressiométrico e à luz dos princípios do Eurocódigo 7.

O capítulo 4, referente ao caso prático, faz uma abordagem de várias perspectivas para a modelação de um edifício de grande altura, donde podem ser retiradas as principais conclusões deste trabalho, a saber:

- Uma das dificuldades mais sentida no trabalho elaborado no início do referido capítulo foi a definição de uma solução definitiva. Isto porque inicialmente estava definido uma determinada profundidade para a ponta das estacas, ou seja, estava definido um comprimento para as estacas baseado num pré-dimensionamento e, à medida que o projeto foi progredindo, foram obtidos resultados que revelaram que a solução inicial apresentava estacas com défice de resistência, tendo-se assim que reformular o seu número, disposição e comprimento.
- Numa segunda fase, referem-se as tentativas falhadas de modelação da fundação do edifício. Apesar de existirem variados programas de elementos finitos e de estes permitirem a solução de problemas com elevada quantidade de variáveis, a utilização destes requer mais do que o conhecimento interativo do programa. Assim durante o período de execução da dissertação foi estudado minuciosamente o manual de utilização do FB-MultiPier, foram resolvidos vários exemplos práticos e interpretados vários resultados recorrendo por vezes a comparações com resultados analíticos (o que contribuiu para a obtenção de um elevado grau de confiança no software). Quando se encetou o estudo da fundação do edifício selecionado, a abordagem ao modelo no programa FB-MultiPier foi um pouco complexa, pois a aplicação de cargas é feita pontualmente, ou seja, apenas é possível a introdução de cargas em nós da malha de elementos finitos. Os resultados daí provenientes foram desde logo confusos após diferentes abordagens, sendo que sempre com resultados insatisfatórios, pelo que se decidiu encontrar uma metodologia de análise alternativa, pondo de parte a modelação da fundação do edifício através do programa FB-MultiPier. Esta circunstância deveu-se provavelmente à falta de experiência do autor, pois no final do trabalho foram sendo “descobertos” alguns mecanismos ou artifícios que podem simular de modo coerente problemas deste género.
- Durante a caracterização do comportamento de estacas isoladas foi verificado que quer o programa FB-MultiPier, quer o *Robot Structural Analysis* convergem para soluções próximas, se bem que o modelo da estaca individual em FB-MultiPier é de uma execução isenta de esforço visto que o programa apresenta um painel interativo muito intuitivo e de fácil edição. Quanto à modelação no *Robot Structural Analysis* esta requer um esforço muito superior, pois é necessário introduzir todos os parâmetros comportamentais entre solo-estaca.
- Finalmente abordando a parte final do capítulo 4 onde se simula o comportamento da fundação por inteiro, pode desde já afirmar-se que o modelo que mais se aproxima da realidade é o modelo 7 sendo este considerado o modelo de referência. Obviamente que num modelo onde conste toda a estrutura do edifício (superestrutura e infraestrutura) os resultados serão mais próximos da situação real.

Apesar de existirem algumas variações significativas quer na forma como os modelos são feitos quer nos resultados provenientes destes, pode ser dito que a abordagem que foi feita em todos os modelos conduziu a resultados relativamente satisfatórios. Apesar disso, os modelos que se afiguram mais interessantes do ponto de vista prático são os modelos 4 e 5 (modelos em que as estacas são modeladas com recurso a barras equivalentes), pois são de fácil execução, apresentam resultados satisfatórios e fornecem toda a informação necessária ao dimensionamento da fundação de um edifício deste género. Numa última referência a este tipo de modelo, pode afirmar-se que possivelmente qualquer

computador é capaz de correr um modelo deste tipo, visto que este não acarreta uma elevada complexidade como os modelos 6 e 7, sendo portanto o modelo de eleição no final deste estudo.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A consideração explícita da interação entre a superestrutura, a fundação e o terreno faz com que seja possível avaliar os assentamentos absolutos experimentados por cada ponto de apoio e, por conseguinte, os assentamentos diferenciais entre apoios adjacentes. Como existem algumas recomendações que definem limites para a distorção angular em função do tipo de ocupação do edifício que não foram abordadas no presente trabalho e, além disso, as análises efetuadas incidiram sobretudo na verificação dos estados limites últimos, importa salientar a necessidade de não descuidar o controlo dos assentamentos em serviço com vista ao cumprimento dos requisitos de aptidão para a utilização. Nesse sentido, e até no próprio contexto de transição das metodologias clássicas baseadas em tensões admissíveis em serviço para os métodos em que a capacidade de carga e o comportamento em serviço são analisados separadamente, poderá ser útil analisar o mesmo problema utilizando os dois procedimentos para aferir se conduzem a soluções similares ou se, pelo contrário, uma análise mais minuciosa conduz a soluções bastante mais vantajosas do ponto de vista económico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baud, J. P. (2005). *Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral [$\log(pLM)$, $\log(EM/pLM)$] et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site*. Actes du Symp. Intern. ISP5 – PRESSIO 2005, Paris, sous la direction de Gambin, M., Magnan, J.-P., & Mestat. Vol. 1, Paris: Presses des Ponts Août. p. 22-24.
- Baud, J. P., Gambin, M. (2013). *Détermination du coefficient rhéologique α de Ménard dans le diagramme Pressiorama®*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Baud, J. P., Gambin, M. (2014). *Soil and Rock classification from high pressure borehole expansion tests*. Geotechnical and Geological Engineering. Vol. 4.
- Broms, B. B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 90 SM3. p. 123-157.
- Broms, B. B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 90 SM2. p. 27-63.
- Clarke, B. G. (1995). *Pressuremeters in geotechnical design. 1st edition*. Blackie Academic and Professional, London.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de fundações. 1^a edição*. Edições EPGE, Amadora, Portugal.
- DTU 13.2. (AFNOR 1992). *Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Association Française de Normalisation*
- EN 1997-1. (2009). *Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 1: General rules*. European Committee for Standardization (CEN).
- Fascicule n° 62 – titre V. (METT, 1993). *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*. . MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, D. T. E. D. T. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme
- FHWA. (2007). *Design and construction of continuous flight auger piles*. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration (FHWA).
- Fleming, K., Weltman, A., M., R., Elson, K. (2009). *Piling Engineering, 3rd edition*.
- Guía de cimentacion en obras de carretera. (2002). Ministerio De Fomento - Dirección General de Carreteras, Madrid, España.
- Jáky, J. (1994). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers. Vol. 7. p. 355-358.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica (Vol. 2)*. FEUP Edições, Porto.

- Mayne, P., Christopher, B., DeJong, J. (2001). *Manual on Subsurface Investigations*. Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Ménard, L., Bourdon, G., Gambin, M. (1969). *Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques* Sol Soils n°22/23. Vol. VI. p. 16-29.
- NF P94-262. (AFNOR 2012). *Justification des ouvrages géotechniques - normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - fondations profondes*
- NP EN 1990-1. (2009). *Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- NP EN 1992-1-1. (2010). *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Portugal.
- NP EN 1993-1. (2010). *Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Portugal.
- NP EN 1997-1. (2010). *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico, Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade (IPQ), Portugal.
- Poulos, H. (2011). *The design of high-rise building foundations* Geotech Hanoi.
- prEN 1997-2. (2006). *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Gound investigation and testing*. European Committee For Standardization Brussels, Belgium.
- Reese, L. C., Van Impe, W. F. (2001). *Single Piles and Piles groups under lateral loading*. Balkema, Rotterdam.
- Reese, L. C., Cox, W. R., Koop, F. D. (1974). *Analysis of latearly loaded piles in sand*,. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Huston, Texas. Vol. Paper No. OCT 2080.
- Silva Cardoso, A. (s.d.). *Estacas Solicitadas Axialmente - isoladas e grupos - tipos e dimensionamento*. . Textos de Apoio. Universidade do Porto - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Silva de Oliva, R. R. (2009). *Caracterização do Comportamento de Materiais a partir do Ensaio Pressiométrico*. Isntituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Terzaghi, K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*. Geotechnique. Vol. 5 No.4. p. 297-326.
- Tomlinson, M., Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice*. 5th edition. Taylor & Francis.
- Tuna de Sousa, C. (2006). *Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações horizontais*. Tese de Mestrado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto Porto.

- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Wang, S. T., Reese, L. C. (1993). *COM624P – Laterally loaded pile analysis for the microcomputer, ver. 2.0*. FHWA-SA-91-048, Springfield, VA.
- Wang, W., Wu, J., Li, Y. (2013). *Super-long bored piles foundation for super high-rise buildings in China*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. p. 2897 - 2900.
- Zhang, Y., Liu, J. B. (2009). *Pile Foundation Handbook* China Building Industry Press, Beijing

Anexo1

RESULTADOS DOS ENSAIOS PMT

Quadro A1.1 – Resultados do ensaio PMT 1

Profundidade (m)	p_f (MPa)	p_i (MPa)	E_M (MPa)	Nível freático	3,5 m	
				Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
0	0,00	0,00	0,0			
1	0,07	0,18	1,8			
2	0,12	0,20	3,4			
3	0,19	0,27	3,7	0,0	5,5	Areia argilosa
4	0,20	0,30	3,0			
5	0,14	0,23	2,1	5,5	19,6	Areia pouco argilosa
6	0,31	0,42	3,8			
7	0,35	0,50	8,1			
8	0,39	0,50	6,3	19,6	30,7	Areia grosseira pouco argilosa
9	0,42	0,80	9,6			
10	0,41	0,60	8,8			
11	0,56	0,90	10,5	30,7	50,0	Areias médias limpas
12	0,70	1,10	12,0			
13	0,73	0,90	12,7			
14	0,68	1,30	12,9			
15	0,61	1,10	15,4			
16	0,79	1,30	11,5			
17	1,02	1,60	19,1			
18	1,10	1,90	14,7			
19	1,34	2,50	16,8			
20	1,78	3,00	30,2			
21	1,20	2,40	37,0			
22	1,37	2,40	32,2			
23	1,29	2,60	37,2			
24	1,20	2,30	35,6			
25	1,31	2,70	31,6			
26	1,30	2,70	34,6			
27	1,44	3,00	34,1			
28	1,66	2,90	36,5			
29	1,41	2,50	35,0			
30	1,69	2,40	34,7			
31	1,83	2,90	39,0			
32	1,78	2,70	38,8			
33	1,50	2,60	36,2			
34	1,61	2,60	43,1			
35	1,80	2,90	40,9			
36	1,91	3,00	42,3			
37	1,94	2,80	43,2			
38	1,78	2,90	43,8			
39	1,90	3,00	44,4			
40	1,86	3,10	45,1			
41	1,91	3,10	45,3			
42	1,99	3,10	46,1			
43	1,95	3,00	45,7			
44	2,00	3,20	44,9			
45	2,01	3,00	45,7			
46	2,03	3,10	46,1			
47	2,05	3,20	46,3			
48	2,07	3,20	46,4			
49	2,06	3,10	45,1			
50	2,01	3,10	45,9			

Quadro A1.2 – Resultados do ensaio PMT 2

Profundidade (m)	p_f (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)	Nível freático 3,8		
				Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
0	0,00	0,00	0,0			
1	0,12	0,23	5,2			
2	0,08	0,19	4,4			
3	0,10	0,25	3,9			
4	0,14	0,24	2,8	0,0	5,7	Areia argilosa
5	0,10	0,25	3,0			
6	0,25	0,50	5,5			
7	0,24	0,60	9,2	5,7	18,6	Areia pouco argilosa
8	0,54	0,90	9,8			
9	0,60	1,20	10,1			
10	0,66	1,10	13,6	18,6	31,7	Areia grosseira pouco argilosa
11	0,50	1,00	10,5			
12	0,60	1,10	10,7			
13	0,54	0,90	11,0	31,7	50,0	Areias médias limpas
14	0,32	0,80	9,9			
15	0,70	1,40	15,1			
16	0,66	1,10	13,0			
17	0,66	1,10	12,4			
18	0,60	1,20	10,6			
19	1,38	2,30	16,9			
20	1,00	2,50	19,3			
21	1,56	2,60	18,6			
22	0,96	2,40	28,8			
23	1,56	2,60	22,8			
24	1,30	2,60	23,0			
25	1,74	2,90	22,8			
26	1,80	3,00	31,8			
27	1,80	3,00	36,9			
28	1,62	2,70	31,6			
29	1,08	2,70	31,9			
30	1,45	2,90	32,3			
31	1,20	3,00	31,6			
32	1,08	2,70	36,0			
33	1,74	2,90	48,7			
34	1,68	2,80	35,0			
35	1,20	3,00	33,8			
36	1,86	3,10	37,4			
37	1,50	3,00	40,4			
38	1,45	2,90	38,6			
39	1,40	2,80	41,2			
40	1,55	3,10	43,7			
41	1,61	3,00	42,1			
42	1,67	3,10	43,4			
43	1,58	3,10	40,1			
44	1,48	3,20	41,7			
45	1,64	3,30	42,3			
46	1,61	3,10	42,1			
47	1,57	3,00	41,2			
48	1,62	3,20	43,4			
49	1,55	3,00	45,1			
50	1,59	3,00	42,4			

Quadro A1.3 - Resultados do ensaio PMT 3

Profundidade (m)	p_f (MPa)	p_i (MPa)	E_M (MPa)	Nível freático	3,7	
0	0,00	0,00	0,0	Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
1	0,10	0,27	3,1			
2	0,19	0,29	3,8			
3	0,13	0,33	4,4	0,0	5,2	Areia argilosa
4	0,23	0,36	3,3			
5	0,11	0,28	3,7	5,2	18,3	Areia pouco argilosa
6	0,34	0,53	6,1			
7	0,40	0,61	10,4			
8	0,64	0,98	10,9	18,3	31,8	Areia grosseira pouco argilosa
9	0,57	1,50	12,1			
10	0,46	1,20	13,4			
11	0,72	1,10	11,5			
12	0,85	1,30	13,2	31,8	50,0	Areias médias limpas
13	0,98	1,50	12,5			
14	0,46	1,20	14,3			
15	0,42	1,10	13,9			
16	0,49	1,30	13,5			
17	0,61	1,60	12,7			
18	0,53	1,40	15,0			
19	1,09	2,10	21,0			
20	1,24	2,40	22,1			
21	1,40	2,70	24,5			
22	1,19	2,30	24,0			
23	1,29	2,50	26,1			
24	1,44	2,80	27,4			
25	1,60	3,10	29,7			
26	1,40	2,70	28,1			
27	1,34	2,60	33,4			
28	1,50	2,90	34,2			
29	1,55	3,00	32,1			
30	1,60	3,10	34,1			
31	1,55	3,00	32,8			
32	1,44	2,80	44,0			
33	1,55	3,00	39,0			
34	1,50	2,90	37,2			
35	1,50	2,90	38,5			
36	1,65	3,20	45,1			
37	1,70	3,30	41,3			
38	1,60	3,10	42,9			
39	1,55	3,00	38,8			
40	1,50	2,90	46,1			
41	1,61	3,20	42,2			
42	1,54	3,30	42,6			
43	1,59	3,40	43,1			
44	1,62	3,30	44,1			
45	1,71	3,20	41,2			
46	1,64	3,10	42,2			
47	1,74	3,30	42,4			
48	1,65	3,20	41,6			
49	1,74	3,20	44,7			
50	1,55	3,20	45,1			

Quadro A1.4 - Resultados do ensaio PMT 4

Profundidade (m)	p _f (MPa)	p _i (MPa)	E _M (MPa)	Nível freático	3,9	
0	0,00	0,00	0	Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
1	0,05	0,10	2,3			
2	0,10	0,21	2,6			
3	0,09	0,19	2	0,0	6,5	Areia argilosa
4	0,13	0,27	2,9			
5	0,10	0,21	3,2	6,5	18,5	Areia pouco argilosa
6	0,17	0,37	7,9			
7	0,67	1,10	13			
8	0,73	1,20	13,3	18,5	31,4	Areia grosseira pouco argilosa
9	0,85	1,40	14			
10	0,92	1,50	14,1			
11	0,98	1,60	14,6			
12	0,92	1,50	13,9	31,4	50,0	Areias médias limpas
13	1,04	1,70	16			
14	1,10	1,80	15,2			
15	0,92	1,50	15,1			
16	0,98	1,60	15,4			
17	0,98	1,60	14,7			
18	0,92	1,50	18,2			
19	1,22	2,30	24,4			
20	1,33	2,50	25,3			
21	1,27	2,40	26,6			
22	1,22	2,30	27,3			
23	1,17	2,20	29,5			
24	1,54	2,90	31,7			
25	1,70	3,20	36,3			
26	1,54	2,90	34,4			
27	1,70	3,20	35,1			
28	1,59	3,00	33,9			
29	1,64	3,10	38,4			
30	1,75	3,30	43,1			
31	1,70	3,20	44,7			
32	2,21	3,50	44,5			
33	2,21	3,50	44,1			
34	2,14	3,40	43,2			
35	2,27	3,60	44,6			
36	2,33	3,70	45,1			
37	2,27	3,60	46,7			
38	2,14	3,40	47,1			
39	2,21	3,50	46,5			
40	2,39	3,80	48,5			
41	2,20	3,40	45,1			
42	2,34	3,70	46,7			
43	2,37	3,40	47,1			
44	1,94	3,50	48,2			
45	2,11	3,60	48,5			
46	2,07	3,50	46,8			
47	2,05	3,70	47,1			
48	2,15	3,50	45,1			
49	2,19	3,40	46,3			
50	2,01	3,50	45,4			

Quadro A1.5 - Resultados do ensaio PMT 5

Profundidade (m)	p_f (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)	Nível freático	4,0	
0	0	0	0	Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
1	0,27	0,53	3,1			
2	0,24	0,47	3,6			
3	0,28	0,56	3,5	0,0	6,8	Areia argilosa
4	0,23	0,45	3			
5	0,31	0,61	3			
6	0,4	0,79	5,8	6,8	18,5	Areia pouco argilosa
7	0,89	1,5	10,2			
8	0,83	1,4	10,1			
9	0,77	1,3	11,5	18,5	31,5	Areia grosseira pouco argilosa
10	0,89	1,5	12,8			
11	0,94	1,6	11,8			
12	0,83	1,4	12,5			
13	0,77	1,3	13,1	31,5	50,0	Areias médias limpas
14	0,71	1,2	13,1			
15	0,89	1,5	14,9			
16	0,94	1,6	13,4			
17	0,77	1,3	14,7			
18	0,89	1,5	14,6			
19	1,01	2,3	19,8			
20	1,19	2,7	24,2			
21	1,1	2,5	26,7			
22	1,01	2,3	28,1			
23	1,06	2,4	29,9			
24	1,14	2,6	29,4			
25	1,06	2,4	30,1			
26	1,1	2,5	32,2			
27	1,06	2,4	34,9			
28	0,97	2,2	34,1			
29	1,01	2,3	34,4			
30	1,19	2,7	36,1			
31	1,1	2,5	37			
32	1,61	3,1	40,8			
33	1,66	3,2	42			
34	1,61	3,1	39,6			
35	1,4	2,7	39,5			
36	1,51	2,9	42,5			
37	1,66	3,2	42,9			
38	1,4	2,7	43,1			
39	1,46	2,8	42,7			
40	1,51	2,9	45,9			
41	1,61	3	41,2			
42	1,54	3,1	42,7			
43	1,56	3,2	41,9			
44	1,57	3,2	41,5			
45	1,64	3,2	42,4			
46	1,48	3,1	42,9			
47	1,51	3,2	43,4			
48	1,61	3,2	43,8			
49	1,67	3,3	44,1			
50	1,69	3,1	43,2			

Quadro A1.6 - Resultados do ensaio PMT 6

Profundidade (m)	p _f (MPa)	p _i (MPa)	E _M (MPa)	Nível freático	4,0	
0	0	0,00	0,0	Prof. Sup.	Prof. Inf.	Material
1	0,07	0,12	1,4			
2	0,1	0,18	1,8			
3	0,08	0,14	2,6	0,0	6,5	Areia argilosa
4	0,14	0,25	2,1			
5	0,15	0,28	2,4			
6	0,2	0,36	3,1	6,5	18,8	Areia pouco argilosa
7	0,55	1,00	7,9			
8	0,66	1,20	8,8			
9	0,61	1,10	9,4			
10	0,77	1,40	10,1	18,8	32,5	Areia grosseira pouco argilosa
11	0,83	1,50	13,0			
12	0,72	1,30	14,7			
13	0,66	1,20	14,2	32,5	50,0	Areias médias limpas
14	0,72	1,30	12,8			
15	0,77	1,40	13,9			
16	0,94	1,70	14,5			
17	0,88	1,60	15,1			
18	0,72	1,30	13,0			
19	1,16	2,10	14,9			
20	1,1	2,00	20,0			
21	1,27	2,30	20,4			
22	1,16	2,10	19,3			
23	1,21	2,20	19,7			
24	1,38	2,50	21,3			
25	1,32	2,40	20,8			
26	1,21	2,20	21,4			
27	1,27	2,30	22,0			
28	1,16	2,10	23,3			
29	1,1	2,00	22,9			
30	1,27	2,30	24,0			
31	1,21	2,20	23,9			
32	1,1	2,00	24,8			
33	1,54	2,80	30,5			
34	1,6	2,90	32,6			
35	1,54	2,80	35,7			
36	1,76	3,20	36,6			
37	1,87	3,40	35,1			
38	1,82	3,30	39,4			
39	1,76	3,20	40,2			
40	1,87	3,40	41,4			
41	1,91	3,30	40,1			
42	1,84	3,20	41,1			
43	1,77	3,10	41,7			
44	1,79	3,30	41,5			
45	1,81	3,20	42,1			
46	1,83	3,20	40,6			
47	1,85	3,10	41,2			
48	1,87	3,00	42,1			
49	1,83	3,30	43,1			
50	1,82	3,10	42,0			

Anexo2

TRATAMENTO DOS DADOS OBTIDOS A PARTIR DOS ENSAIOS PMT

Quadro A2.1 – Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 1

Caracterização	γ' (kN/m ³)	Profundidade (m)	p_L (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia Argilosa	17,0	0	0	0,00	0	0,00	0
		1	0,18	17,00	0	17,00	24
		2	0,2	34,00	0	34,00	24
		3	0,27	51,00	0	51,00	25
		4	0,3	68,00	4,9	63,10	25
		5	0,23	85,00	14,7	70,30	23
		6	0,42	102,00	24,5	77,50	28
Areia Pouco Argilosa	18,0	7	0,5	120,00	34,3	85,70	28
		8	0,5	138,00	44,1	93,90	31
		9	0,8	156,00	53,9	102,10	34
		10	0,6	174,00	63,7	110,30	32
		11	0,9	192,00	73,5	118,50	32
		12	1,1	210,00	83,3	126,70	33
		13	0,9	228,00	93,1	134,90	34
		14	1,3	246,00	102,9	143,10	32
		15	1,1	264,00	112,7	151,30	31
		16	1,3	282,00	122,5	159,50	33
		17	1,6	300,00	132,3	167,70	34
		18	1,9	318,00	142,1	175,90	33
		19	2,5	336,00	151,9	184,10	36
Areia Grosseira pouco Argilosa	18,0	20	3	354,00	161,7	192,30	36
		21	2,4	372,00	171,5	200,50	37
		22	2,4	390,00	181,3	208,70	36
		23	2,6	408,00	191,1	216,90	37
		24	2,3	426,00	200,9	225,10	37
		25	2,7	444,00	210,7	233,30	38
		26	2,7	462,00	220,5	241,50	37
		27	3	480,00	230,3	249,70	37
		28	2,9	498,00	240,1	257,90	37
		29	2,5	516,00	249,9	266,10	38
		30	2,4	534,00	259,7	274,30	38
Areias médias Limpas	19,0	31	2,9	553,00	269,5	283,50	38
		32	2,7	572,00	279,3	292,70	37
		33	2,6	591,00	289,1	301,90	38
		34	2,6	610,00	298,9	311,10	37
		35	2,9	629,00	308,7	320,30	37
		36	3	648,00	318,5	329,50	38
		37	2,8	667,00	328,3	338,70	38
		38	2,9	686,00	338,1	347,90	38
		39	3	705,00	347,9	357,10	37
		40	3,1	724,00	357,7	366,30	37
		41	3,1	743,00	367,5	375,50	38
		42	3,1	762,00	377,3	384,70	38
		43	3	781,00	387,1	393,90	38
		44	3,2	800,00	396,9	403,10	38
		45	3	819,00	406,7	412,30	38
		46	3,1	838,00	416,5	421,50	37
		47	3,2	857,00	426,3	430,70	38
		48	3,2	876,00	436,1	439,90	37
		49	3,1	895,00	445,9	449,10	37
		50	3,1	914,00	455,7	458,30	37

Quadro A2.2 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 1

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia Argilosa	0	25,0	0,6	0,00	0
	1			9,81	170,2
	2			19,62	180,4
	3			29,43	240,6
	4			41,31	258,7
	5			55,27	174,7
Areia Pouco Argilosa	6	34,8	0,4	69,22	350,8
	7			71,14	428,9
	8			84,46	415,5
	9			97,79	702,2
	10			111,11	488,9
	11			124,44	775,6
	12			137,76	962,2
	13			151,09	748,9
	14			164,41	1135,6
	15			177,74	922,3
	16			191,06	1108,9
	17			204,39	1395,6
Areia Grosseira pouco Argilosa	18	37,1	0,4	217,71	1682,3
	19			231,04	2269,0
	20			237,98	2762,0
	21			251,03	2149,0
	22			264,09	2135,9
	23			277,14	2322,9
	24			290,19	2009,8
	25			303,25	2396,8
	26			316,30	2383,7
	27			329,35	2670,6
Areias médias Limpas	28	37,5	0,4	342,40	2557,6
	29			355,46	2144,5
	30			368,51	2031,5
	31			380,22	2519,8
	32			393,61	2306,4
	33			407,01	2193,0
	34			420,40	2179,6
	35			433,79	2466,2
	36			447,19	2552,8
	37			460,58	2339,4
	38			473,97	2426,0
	39			487,37	2512,6
	40			500,76	2599,2
	41			514,15	2585,8
	42			527,55	2572,5
	43			540,94	2459,1
	44			554,33	2645,7
	45			567,72	2432,3
	46			581,12	2518,9
	47			594,51	2605,5
	48			607,90	2592,1
	49			621,30	2478,7
	50			634,69	2465,3

Quadro A2.3 – Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 1

Profundidade (m)	kp	$f_{sol} (p_L^*)$ (MPa)	q_s (kPa)	$Q_{s,cal}$ (kN)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
0					
1					
2					
3	1				
4		0,017	23	110	110
5		0,012	16	77	187
6		0,022	31	144	331
7		0,026	36	171	502
8		0,025	35	166	668
9		0,038	53	252	920
10		0,029	40	190	1110
11		0,041	57	271	1381
12		0,048	67	315	1695
13	1,1	0,040	56	264	1959
14		0,053	74	350	2309
15		0,046	65	306	2615
16		0,052	73	345	2960
17		0,060	84	396	3357
18		0,067	93	424	3781
19		0,077	108	424	4205
20		0,084	118	424	4629
21		0,075	105	424	5053
22		0,075	105	424	5477
23		0,078	109	424	5901
24		0,073	102	424	6325
25	1,2	0,079	111	424	6750
26		0,079	111	424	7174
27		0,083	116	424	7598
28		0,082	114	424	8022
29		0,075	105	424	8446
30		0,073	103	424	8870
31		0,081	113	424	9294
32		0,078	109	424	9718
33		0,076	106	424	10142
34		0,076	106	424	10567
35		0,080	112	424	10991
36		0,082	114	424	11415
37		0,078	110	424	11839
38		0,080	112	424	12263
39		0,081	113	424	12687
40		0,082	115	424	13111
41	1,2	0,082	115	424	13535
42		0,082	115	424	13959
43		0,080	112	424	14384
44		0,083	116	424	14808
45		0,080	112	424	15232
46		0,081	113	424	15656
47		0,082	115	424	16080
48		0,082	115	424	16504
49		0,080	113	424	16928
50		0,080	112	424	17352

Quadro A2.4 – Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 1

p_{Le}^* (kPa)	$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
2461	3,7	15232

Quadro A2.5 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 2

Caracterização	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	p_L (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia Argilosa	0	17	0,00	0,00	0	0,00	0,0
	1		0,23	17,00	0	17,00	23,3
	2		0,19	34,00	0	34,00	21,7
	3		0,25	51,00	0	51,00	23,2
	4		0,24	68,00	1,96	66,04	22,7
	5		0,25	85,00	11,76	73,24	22,7
	6		0,50	102,00	21,56	80,44	27,3
Areia Pouco Argilosa	7	18	0,60	120,00	31,36	88,64	28,4
	8		0,90	138,00	41,16	96,84	30,9
	9		1,20	156,00	50,96	105,04	32,7
	10		1,10	174,00	60,76	113,24	32,1
	11		1,00	192,00	70,56	121,44	31,4
	12		1,10	210,00	80,36	129,64	32,0
	13		0,90	228,00	90,16	137,84	30,6
	14		0,80	246,00	99,96	146,04	29,7
	15		1,40	264,00	109,76	154,24	33,4
	16		1,10	282,00	119,56	162,44	31,8
	17		1,10	300,00	129,36	170,64	31,7
	18		1,20	318,00	139,16	178,84	32,2
Areia grossa pouca argilosa	19	18	2,30	336,00	148,96	187,04	36,4
	20		2,50	354,00	158,76	195,24	36,9
	21		2,60	372,00	168,56	203,44	37,1
	22		2,40	390,00	178,36	211,64	36,6
	23		2,60	408,00	188,16	219,84	37,1
	24		2,60	426,00	197,96	228,04	37,0
	25		2,90	444,00	207,76	236,24	37,7
	26		3,00	462,00	217,56	244,44	37,9
	27		3,00	480,00	227,36	252,64	37,9
	28		2,70	498,00	237,16	260,84	37,2
	29		2,70	516,00	246,96	269,04	37,2
	30		2,90	534,00	256,76	277,24	37,6
	31		3,00	552,00	266,56	285,44	37,8
areias médias limpas	32	19	2,70	571,00	276,36	294,64	37,1
	33		2,90	590,00	286,16	303,84	37,5
	34		2,80	609,00	295,96	313,04	37,3
	35		3,00	628,00	305,76	322,24	37,7
	36		3,10	647,00	315,56	331,44	37,9
	37		3,00	666,00	325,36	340,64	37,7
	38		2,90	685,00	335,16	349,84	37,4
	39		2,80	704,00	344,96	359,04	37,2
	40		3,10	723,00	354,76	368,24	37,8
	41		3,00	742,00	364,56	377,44	37,6
	42		3,10	761,00	374,36	386,64	37,8
	43		3,10	780,00	384,16	395,84	37,8
	44		3,20	799,00	393,96	405,04	37,9
	45		3,30	818,00	403,76	414,24	38,1
	46		3,10	837,00	413,56	423,44	37,7
	47		3,00	856,00	423,36	432,64	37,5
	48		3,20	875,00	433,16	441,84	37,9
	49		3,00	894,00	442,96	451,04	37,4
	50		3,00	913,00	452,76	460,24	37,4

Quadro A2. 6 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 2

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia Argilosa	0	23,5	0,60	0	0
	1			10	220
	2			20	170
	3			31	219
	4			42	198
	5			56	194
Areia Pouco Argilosa	6	31,4	0,48	70	430
	7			74	526
	8			88	812
	9			101	1099
	10			115	985
	11			129	871
	12			142	958
	13			156	744
	14			170	630
	15			184	1216
	16			197	903
Areia grosseira puco argilosa	17	37,2	0,39	211	889
	18			225	975
	19			223	2077
	20			236	2264
	21			249	2351
	22			262	2138
	23			275	2325
	24			288	2312
	25			301	2599
	26			314	2686
	27			327	2673
areias médias limpas	28	37,6	0,39	340	2360
	29			353	2347
	30			366	2534
	31			379	2621
	32			391	2309
	33			405	2495
	34			418	2382
	35			431	2569
	36			445	2655
	37			458	2542
	38			472	2428
	39			485	2315
	40			498	2602
	41			512	2488
	42			525	2575
	43			538	2562
	44			552	2648
	45			565	2735
	46			579	2521
	47			592	2408
	48			605	2595
	49			619	2381
	50			632	2368

Quadro A2.7 - Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 2

Caracterização	Profundidade (m)	kp	$f_{sol} (pl^*)$ (MPa)	q_s (kPa)	$Q_{s,cal}$ (kN)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
Areia Argilosa	0	1				
	1					
	2					
	3					
	4		0,01	18	87	87
	5		0,01	18	85	172
	6		0,03	36	171	343
Areia Pouco Argilosa	7	1,1	0,03	43	202	544
	8		0,04	59	280	824
	9		0,05	73	343	1167
	10		0,05	68	320	1487
	11		0,04	62	294	1781
	12		0,05	67	314	2094
	13		0,04	56	263	2357
	14		0,04	49	232	2589
	15		0,06	78	365	2954
	16		0,05	64	301	3256
	17		0,05	63	298	3554
	18		0,05	67	317	3871
Areia grossa pouca argilosa	19	1,2	0,07	104	424	4295
	20		0,08	108	424	4719
	21		0,08	110	424	5143
	22		0,08	105	424	5568
	23		0,08	109	424	5992
	24		0,08	109	424	6416
	25		0,08	115	424	6840
	26		0,08	117	424	7264
	27		0,08	117	424	7688
	28		0,08	110	424	8112
	29		0,08	110	424	8536
	30		0,08	114	424	8960
	31		0,08	115	424	9385
areias médias limpas	32	1,2	0,08	109	424	9809
	33		0,08	113	424	10233
	34		0,08	111	424	10657
	35		0,08	114	424	11081
	36		0,08	116	424	11505
	37		0,08	114	424	11929
	38		0,08	112	424	12353
	39		0,08	109	424	12777
	40		0,08	115	424	13202
	41		0,08	113	424	13626
	42		0,08	115	424	14050
	43		0,08	114	424	14474
	44		0,08	116	424	14898
	45		0,08	118	424	15322
	46		0,08	114	424	15746
	47		0,08	111	424	16170
	48		0,08	115	424	16595
	49		0,08	111	424	17019
	50		0,08	110	424	17443

Quadro A2.8 - Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 2

$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)	p_{le}^* (kPa)
3,90	15322	2664

Quadro A2.9 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 3

Caracterização	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	p_i (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia Argilosa	0	17,0	0,00	0	0	0	0
	1		0,27	17	0	17	24
	2		0,29	34	0	34	24
	3		0,33	51	0	51	25
	4		0,36	68	2	66	25
	5		0,28	85	12	73	24
Areia Pouco Argilosa	6	18,0	0,53	103	22	81	28
	7		0,61	121	31	90	29
	8		0,98	139	41	98	31
	9		1,50	157	51	106	34
	10		1,20	175	61	114	33
	11		1,10	193	71	122	32
	12		1,30	211	80	131	33
	13		1,50	229	90	139	34
	14		1,20	247	100	147	32
	15		1,10	265	110	155	32
	16		1,30	283	120	163	33
	17		1,60	301	129	172	34
	18		1,40	319	139	180	33
	19		2,10	337	149	188	36
Areia Grosseira Pouco Argilosa	20	18,0	2,40	355	159	196	37
	21		2,70	373	169	204	37
	22		2,30	391	178	213	36
	23		2,50	409	188	221	37
	24		2,80	427	198	229	37
	25		3,10	445	208	237	38
	26		2,70	463	218	245	37
	27		2,60	481	227	254	37
	28		2,90	499	237	262	38
	29		3,00	517	247	270	38
	30		3,10	535	257	278	38
	31		3,00	553	267	286	38
	32		2,80	572	276	296	37
Areias médias limpas	33	19,0	3,00	591	286	305	38
	34		2,90	610	296	314	38
	35		2,90	629	306	323	37
	36		3,20	648	316	332	38
	37		3,30	667	325	342	38
	38		3,10	686	335	351	38
	39		3,00	705	345	360	38
	40		2,90	724	355	369	37
	41		3,20	743	365	378	38
	42		3,30	762	374	388	38
	43		3,40	781	384	397	38
	44		3,30	800	394	406	38
	45		3,20	819	404	415	38
	46		3,10	838	414	424	38
	47		3,30	857	423	434	38
	48		3,20	876	433	443	38
	49		3,20	895	443	452	38
	50		3,20	914	453	461	38

Quadro A2.10 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 3

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia Argilosa	0	20,5	0,7	0	0
	1			11	259
	2			22	268
	3			33	297
	4			45	315
	5			59	221
Areia Pouco Argilosa	6	32,1	0,5	60	470
	7			73	537
	8			87	893
	9			101	1399
	10			114	1086
	11			128	972
	12			141	1159
	13			155	1345
	14			169	1031
	15			182	918
	16			196	1104
	17			210	1390
Areia Grosseira Pouco Argilosa	18	37,2	0,4	223	1177
	19			237	1863
	20			251	2149
	21			264	2436
	22			278	2022
	23			292	2208
	24			305	2495
	25			319	2781
	26			332	2368
	27			346	2254
	28			360	2540
	29			373	2627
Areias médias limpas	30	37,9	0,4	387	2713
	31			401	2599
	32			391	2409
	33			404	2596
	34			417	2483
	35			431	2469
	36			444	2756
	37			457	2843
	38			471	2629
	39			484	2516
	40			497	2403
	41			511	2689
	42			524	2776
	43			537	2863
	44			551	2749
	45			564	2636
	46			578	2522
	47			591	2709
	48			604	2596
	49			618	2582
	50			631	2569

Quadro A2. 11 - Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 3

Profundidade (m)	kp	$f_{sol} (p_L^*)$ (MPa)	q_s , (kPa)	$Q_{s,cal}$ (kN)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
0					
1					
2					
3	1				
4		0,02	28	131	131
5		0,01	20	95	227
6		0,03	39	184	411
7		0,03	43	205	615
8		0,05	63	299	915
9		0,06	84	397	1312
10		0,05	72	340	1652
11		0,05	67	317	1969
12	1,1	0,05	75	355	2323
13		0,06	82	388	2712
14		0,05	70	329	3041
15		0,05	65	305	3345
16		0,05	73	344	3690
17		0,06	84	396	4085
18		0,05	76	358	4443
19		0,07	98	424	4867
20		0,08	105	424	5292
21		0,08	112	424	5716
22		0,07	102	424	6140
23		0,08	107	424	6564
24		0,08	113	424	6988
25	1,2	0,08	119	424	7412
26		0,08	110	424	7836
27		0,08	108	424	8260
28		0,08	114	424	8684
29		0,08	116	424	9109
30		0,08	117	424	9533
31		0,08	115	424	9957
32		0,08	111	424	10381
33		0,08	115	424	10805
34		0,08	113	424	11229
35		0,08	112	424	11653
36		0,08	118	424	12077
37		0,09	120	424	12501
38		0,08	116	424	12926
39		0,08	113	424	13350
40		0,08	111	424	13774
41	1,2	0,08	117	424	14198
42		0,08	118	424	14622
43		0,09	120	424	15046
44		0,08	118	424	15470
45		0,08	116	424	15894
46		0,08	114	424	16319
47		0,08	117	424	16743
48		0,08	115	424	17167
49		0,08	115	424	17591
50		0,08	114	424	18015

Quadro A2.12 - Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 3

$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)	p_{le}^* (kPa)
3,8	15894	2598

Quadro A2.13 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 4

Caracterização	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	p_l (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia argilosa	0	17,0	0,00	0	0	0	0,0
	1		0,10	17	0	17	18,0
	2		0,21	34	0	34	22,4
	3		0,19	51	0	51	21,3
	4		0,27	68	1	67	23,5
	5		0,21	85	11	74	21,4
	6		0,37	102	21	81	25,3
Areia pouco argilosa	7	18,0	1,10	120	30	90	32,2
	8		1,20	138	40	98	32,7
	9		1,40	156	50	106	33,6
	10		1,50	174	60	114	34,0
	11		1,60	192	70	122	34,4
	12		1,50	210	79	131	33,9
	13		1,70	228	89	139	34,7
	14		1,80	246	99	147	35,0
	15		1,50	264	109	155	33,8
	16		1,60	282	119	163	34,2
	17		1,60	300	128	172	34,2
	18		1,50	318	138	180	33,7
Areia grossa pouco argilosa	19	18,0	2,30	336	148	188	36,4
	20		2,50	354	158	196	36,9
	21		2,40	372	168	204	36,6
	22		2,30	390	177	213	36,3
	23		2,20	408	187	221	36,0
	24		2,90	426	197	229	37,7
	25		3,20	444	207	237	38,3
	26		2,90	462	217	245	37,7
	27		3,20	480	226	254	38,3
	28		3,00	498	236	262	37,8
	29		3,10	516	246	270	38,0
	30		3,30	534	256	278	38,4
	31		3,20	552	266	286	38,2
Areias médias limpas	32	19,0	3,50	571	275	296	38,7
	33		3,50	590	285	305	38,7
	34		3,40	609	295	314	38,5
	35		3,60	628	305	323	38,9
	36		3,70	647	315	332	39,0
	37		3,60	666	324	342	38,8
	38		3,40	685	334	351	38,5
	39		3,50	704	344	360	38,6
	40		3,80	723	354	369	39,1
	41		3,40	742	364	378	38,4
	42		3,70	761	373	388	38,9
	43		3,40	780	383	397	38,4
	44		3,50	799	393	406	38,5
	45		3,60	818	403	415	38,7
	46		3,50	837	413	424	38,5
	47		3,70	856	422	434	38,8
	48		3,50	875	432	443	38,5
	49		3,40	894	442	452	38,3
	50		3,50	913	452	461	38,4

Quadro A2. 14 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 3

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia argilosa	0	22	0,6	0	0
	1			11	89
	2			21	189
	3			32	158
	4			43	227
	5			57	153
	6			72	298
Areia pouco argilosa	7	34	0,4	70	1030
	8			83	1117
	9			97	1303
	10			110	1390
	11			124	1476
	12			137	1363
	13			151	1549
	14			164	1636
	15			177	1323
	16			191	1409
	17			204	1396
	18			218	1282
Areia grosseira pouco argilosa	19	37	0,4	231	2069
	20			245	2255
	21			258	2142
	22			272	2028
	23			285	1915
	24			298	2602
	25			312	2888
	26			325	2575
	27			339	2861
	28			352	2648
	29			366	2734
	30			379	2921
	31			392	2808
Areias médias limpas	32	39	0,4	386	3114
	33			399	3101
	34			412	2988
	35			426	3174
	36			439	3261
	37			452	3148
	38			465	2935
	39			479	3021
	40			492	3308
	41			505	2895
	42			518	3182
	43			532	2868
	44			545	2955
	45			558	3042
	46			571	2929
	47			584	3116
	48			598	2902
	49			611	2789
	50			624	2876

Quadro A2. 15 - Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 4

Profundidade (m)	k_p	f_{sol} (pl*) (MPa)	q_s , (kPa)	$Q_{s,cal}$ (kN)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
0	1	0,00	0,00		
1		0,01	8,67		
2		0,01	17,56		
3		0,01	14,90		
4		0,01	20,80	98	98
5		0,01	14,43	68	166
6	1,1	0,02	26,55	125	291
7		0,05	69,82	329	620
8		0,05	73,54	347	967
9		0,06	80,84	381	1348
10		0,06	83,93	396	1743
11		0,06	86,87	409	2152
12		0,06	82,99	391	2544
13		0,06	89,23	420	2964
14		0,07	91,89	433	3397
15		0,06	81,55	384	3781
16		0,06	84,60	399	4180
17		0,06	84,14	397	4577
18		0,06	80,07	377	4954
19	1,2	0,07	103,53	424	5378
20		0,08	107,86	424	5802
21		0,08	105,27	424	6226
22		0,07	102,55	424	6650
23		0,07	99,68	424	7074
24		0,08	115,12	424	7499
25		0,09	120,55	424	7923
26		0,08	114,58	424	8347
27		0,09	120,06	424	8771
28		0,08	116,02	424	9195
29		0,08	117,69	424	9619
30		0,09	121,14	424	10043
31	1,2	0,09	119,06	424	10467
32		0,09	124,56	424	10891
33		0,09	124,33	424	11316
34		0,09	122,34	424	11740
35		0,09	125,59	424	12164
36		0,09	127,07	424	12588
37		0,09	125,14	424	13012
38		0,09	121,39	424	13436
39		0,09	122,94	424	13860
40		0,09	127,85	424	14284
41		0,09	120,67	424	14708
42		0,09	125,72	424	15133
43		0,09	120,19	424	15557
44		0,09	121,76	424	15981
45		0,09	123,30	424	16405
46		0,09	121,28	424	16829
47		0,09	124,58	424	17253
48		0,09	120,80	424	17677
49		0,08	118,72	424	18101
50		0,09	120,32	424	18526

Quadro A2. 16 - Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 4

$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}^b$ (KPa)	p_{Le}^* (kPa)
4,3	16405	3004,26

Quadro A2.17 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 5

Caracterização	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	p_t (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia argilosa	0	17,0	0	0	0	0	0,0
	1		0,53	17	0	17	28,2
	2		0,47	34	0	34	27,4
	3		0,56	51	0	51	28,4
	4		0,45	68	0	68	26,9
	5		0,61	85	10	75	28,7
	6		0,79	102	20	82	30,3
Areia pouco argilosa	7	18,0	1,5	120	29	91	34,1
	8		1,4	138	39	99	33,7
	9		1,3	156	49	107	33,2
	10		1,5	174	59	115	34,0
	11		1,6	192	69	123	34,4
	12		1,4	210	78	132	33,5
	13		1,3	228	88	140	33,0
	14		1,2	246	98	148	32,4
	15		1,5	264	108	156	33,8
	16		1,6	282	118	164	34,2
	17		1,3	300	127	173	32,8
	18		1,5	318	137	181	33,7
Areia grossa pouco argilosa	19	18,0	2,3	336	147	189	36,4
	20		2,7	354	157	197	37,4
	21		2,5	372	167	205	36,9
	22		2,3	390	176	214	36,3
	23		2,4	408	186	222	36,5
	24		2,6	426	196	230	37,0
	25		2,4	444	206	238	36,5
	26		2,5	462	216	246	36,7
	27		2,4	480	225	255	36,5
	28		2,2	498	235	263	35,9
	29		2,3	516	245	271	36,1
	30		2,7	534	255	279	37,1
	31		2,5	552	265	287	36,6
Areias médias limpas	32	19,0	3,1	571	274	297	38,0
	33		3,2	590	284	306	38,2
	34		3,1	609	294	315	37,9
	35		2,7	628	304	324	37,0
	36		2,9	647	314	333	37,5
	37		3,2	666	323	343	38,1
	38		2,7	685	333	352	37,0
	39		2,8	704	343	361	37,2
	40		2,9	723	353	370	37,4
	41		3	742	363	379	37,6
	42		3,1	761	372	389	37,8
	43		3,2	780	382	398	38,0
	44		3,2	799	392	407	37,9
	45		3,2	818	402	416	37,9
	46		3,1	837	412	425	37,7
	47		3,2	856	421	435	37,9
	48		3,2	875	431	444	37,9
	49		3,3	894	441	453	38,1
	50		3,1	913	451	462	37,6

Quadro A2. 18 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 5

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia argilosa	0	28	0,5	0	0
	1			9	521
	2			18	452
	3			27	533
	4			36	414
	5			49	561
	6			63	727
Areia pouco argilosa	7	34	0,4	70	1430
	8			83	1317
	9			97	1203
	10			110	1390
	11			124	1476
	12			137	1263
	13			151	1149
	14			164	1036
	15			178	1322
	16			191	1409
	17			205	1095
	18			218	1282
Areia grossa pouco argilosa	19	37	0,4	223	2077
	20			236	2464
	21			250	2250
	22			263	2037
	23			276	2124
	24			289	2311
	25			302	2098
	26			315	2185
	27			328	2072
	28			341	1859
	29			354	1946
	30			368	2332
	31			381	2119
Areias médias limpas	32	38	0,4	390	2710
	33			403	2797
	34			416	2684
	35			430	2270
	36			443	2457
	37			456	2744
	38			470	2230
	39			483	2317
	40			497	2403
	41			510	2490
	42			523	2577
	43			537	2663
	44			550	2650
	45			563	2637
	46			577	2523
	47			590	2610
	48			604	2596
	49			617	2683
	50			630	2470

Quadro A2. 19 - Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 2«5

Caracterização	Profundidade (m)	kp	$f_{sol} (pl^*)$ (MPa)	q_s , (kPa)	$Q_{s,cal}$ (kN)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)
Areia argilosa	0	1	0,00	0		
	1		0,03	42		
	2		0,03	38		
	3		0,03	43		
	4		0,03	35	166	166
	5		0,03	45	212	378
	6		0,04	55	258	636
Areia pouco argilosa	7	1,1	0,06	85	402	1038
	8		0,06	81	383	1421
	9		0,06	77	363	1784
	10		0,06	84	396	2180
	11		0,06	87	409	2589
	12		0,06	79	374	2963
	13		0,05	75	353	3316
	14		0,05	70	330	3646
	15		0,06	82	384	4031
	16		0,06	85	399	4429
	17		0,05	73	342	4772
	18		0,06	80	377	5149
Areia grosseira pouco argilosa	19	1,2	0,07	104	424	5573
	20		0,08	112	424	5997
	21		0,08	108	424	6421
	22		0,07	103	424	6845
	23		0,07	105	424	7269
	24		0,08	109	424	7694
	25		0,07	104	424	8118
	26		0,08	106	424	8542
	27		0,07	104	424	8966
	28		0,07	98	424	9390
	29		0,07	100	424	9814
	30		0,08	110	424	10238
	31		0,07	105	424	10662
Areias médias limpas	32	1,2	0,08	117	424	11087
	33		0,08	119	424	11511
	34		0,08	117	424	11935
	35		0,08	108	424	12359
	36		0,08	112	424	12783
	37		0,08	118	424	13207
	38		0,08	107	424	13631
	39		0,08	109	424	14055
	40		0,08	111	424	14479
	41		0,08	113	424	14904
	42		0,08	115	424	15328
	43		0,08	116	424	15752
	44		0,08	116	424	16176
	45		0,08	116	424	16600
	46		0,08	114	424	17024
	47		0,08	115	424	17448
	48		0,08	115	424	17872
	49		0,08	117	424	18296
	50		0,08	112	424	18721

Quadro A2. 20 - Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 5

$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)	p_{le}^* (kPa)
3,8	16600	2598,78

Quadro A2. 21 Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 6

Caracterização	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	p_i (MPa)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	ϕ'_k (°)
Areia argilosa	0	17,0	0,00	0	0	0	0
	1		0,12	17	0	17	19,2
	2		0,18	34	0	34	21,4
	3		0,14	51	0	51	19,0
	4		0,25	68	0	68	23,0
	5		0,28	85	10	75	23,5
	6		0,36	102	20	82	25,1
Areia pouco argilosa	7	18,0	1,00	120	29	91	31,7
	8		1,20	138	39	99	32,7
	9		1,10	156	49	107	32,1
	10		1,40	174	59	115	33,6
	11		1,50	192	69	123	34,0
	12		1,30	210	78	132	33,0
	13		1,20	228	88	140	32,5
	14		1,30	246	98	148	33,0
	15		1,40	264	108	156	33,4
	16		1,70	282	118	164	34,6
	17		1,60	300	127	173	34,2
	18		1,30	318	137	181	32,8
Areia grosseira pouco argilosa	19	18,0	2,10	336	147	189	35,8
	20		2,00	354	157	197	35,5
	21		2,30	372	167	205	36,3
	22		2,10	390	176	214	35,7
	23		2,20	408	186	222	36,0
	24		2,50	426	196	230	36,8
	25		2,40	444	206	238	36,5
	26		2,20	462	216	246	35,9
	27		2,30	480	225	255	36,2
	28		2,10	498	235	263	35,6
	29		2,00	516	245	271	35,2
	30		2,30	534	255	279	36,1
	31		2,20	552	265	287	35,8
	32		2,00	570	274	296	35,1
Areias médias limpas	33	19,0	2,80	589	284	305	37,3
	34		2,90	608	294	314	37,5
	35		2,80	627	304	323	37,3
	36		3,20	646	314	332	38,1
	37		3,40	665	323	342	38,5
	38		3,30	684	333	351	38,3
	39		3,20	703	343	360	38,0
	40		3,40	722	353	369	38,4
	41		3,30	741	363	378	38,2
	42		3,20	760	372	388	38,0
	43		3,10	779	382	397	37,8
	44		3,30	798	392	406	38,1
	45		3,20	817	402	415	37,9
	46		3,20	836	412	424	37,9
	47		3,10	855	421	434	37,7
	48		3,00	874	431	443	37,4
	49		3,30	893	441	452	38,1
	50		3,10	912	451	461	37,6

Quadro A2. 22 - Características geomecânicas do solo para a sondagem do PMT 6

Caracterização	Profundidade (m)	ϕ'_{kmed} (°)	K_0	σ_h (kPa)	p_L^* (kPa)
Areia argilosa	0	22	0,6	0	0
	1			11	109
	2			21	159
	3			32	108
	4			43	207
	5			57	223
	6			71	289
Areia pouco argilosa	7	33	0,5	70	930
	8			84	1116
	9			98	1002
	10			111	1289
	11			125	1375
	12			138	1162
	13			152	1048
	14			165	1135
	15			179	1221
	16			192	1508
	17			206	1394
	18			219	1081
Areia grosseira pouco argilosa	19	36	0,4	225	1875
	20			238	1762
	21			252	2048
	22			265	1835
	23			278	1922
	24			291	2209
	25			304	2096
	26			318	1882
	27			331	1969
	28			344	1756
	29			357	1643
	30			370	1930
	31			384	1816
	32			397	1603
Areias médias limpas	33	38	0,4	402	2398
	34			415	2485
	35			428	2372
	36			442	2758
	37			455	2945
	38			469	2831
	39			482	2718
	40			495	2905
	41			509	2791
	42			522	2678
	43			535	2565
	44			549	2751
	45			562	2638
	46			575	2625
	47			589	2511
	48			602	2398
	49			615	2685
	50			629	2471

Quadro A2. 23 - Parâmetros para a determinação da resistência lateral para a sondagem do PMT 6

Profundidade (m)	kp	f_{sol} (pl*) (MPa)	qs, (kPa)	Qs,cal (kN)	(Qs,cal) _{acum} (kN)
0					
1					
2					
3	1				
4		0,01	19,14	90	90
5		0,01	20,46	96	187
6		0,02	25,78	121	308
7		0,05	65,21	307	615
8		0,05	73,52	346	962
9		0,05	68,59	323	1285
10		0,06	80,32	378	1664
11		0,06	83,44	393	2057
12	1,1	0,05	75,40	355	2412
13		0,05	70,63	333	2745
14		0,05	74,30	350	3095
15		0,06	77,75	366	3461
16		0,06	87,90	414	3876
17		0,06	84,09	396	4272
18		0,05	72,03	339	4611
19		0,07	98,62	424	5035
20		0,07	95,54	450	5486
21		0,07	103,03	424	5910
22		0,07	97,57	424	6334
23		0,07	99,86	424	6758
24		0,08	106,81	424	7182
25	1,2	0,07	104,17	424	7606
26		0,07	98,83	424	8030
27		0,07	101,07	424	8454
28		0,07	95,38	449	8904
29		0,07	92,10	434	9338
30		0,07	100,06	424	9762
31		0,07	97,06	424	10186
32		0,06	90,90	428	10615
33		0,08	110,96	424	11039
34		0,08	112,77	424	11463
35		0,08	110,39	424	11887
36		0,08	118,14	424	12311
37		0,09	121,57	424	12735
38		0,09	119,50	424	13159
39		0,08	117,38	424	13583
40		0,09	120,85	424	14007
41	1,2	0,08	118,76	424	14432
42		0,08	116,61	424	14856
43		0,08	114,38	424	15280
44		0,08	118,01	424	15704
45		0,08	115,83	424	16128
46		0,08	115,57	424	16552
47		0,08	113,31	424	16976
48		0,08	110,96	424	17400
49		0,08	116,73	424	17825
50		0,08	112,49	424	18249

Quadro A2. 24 - Pressão limite efetiva, resistência de ponta característica e resistência lateral característica na sondagem 6

$q_{b,cal}$ (MPa)	$(Q_{s,cal})_{acum}$ (kN)	p_{Le}^* (kPa)
3,9	16128	2633,57

Quadro A2.25 Capacidades resistentes das estacas derivadas do ensaio pressiométrico

Capacidades resistentes (kN)	Ensaio					
	PMT1	PMT2	PMT3	PMT4	PMT5	PMT6
$R_{b,cal}$	6464	6892	6755	7614	6754	6826
$R_{s,cal}$	15231	15322	15894	16404	16600	16128
$R_{c,cal}$	21696	22215	22650	24020	23355	22955
$R_{t,cal}$	15231	15322	15894	16404	16600	16128

Quadro A2. 26 - Valores característicos das capacidades resistentes das estacas

$(R_{b,cal})_{mean}$	$(R_{b,cal})_{min}$	$(R_{s,cal})_{mean}$	$(R_{s,cal})_{min}$	$R_{b,k}$	$R_{s,k}$	$R_{c,k}$
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
6791	6465	16001	15232	5306	12509	17814

Quadro A2. 27 - Valores de cálculo das capacidades resistentes das estacas

Combinação	$R_{b,d}$	$R_{s,d}$	$R_{c,d}$	$R_{t,d}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1	4244	12509	16753	10007
2	3316	9622	12938	7818

Quadro A2. 28 Classificação do terreno através da relação E_M/p_l e valores de α

Terreno	Designação	E_M/p_l	α
Sobreconsolidado	1	5 a 7	1/3
Normalmente Consolidado	2	7 a 12	1/3
Subconsolidado	3	> 12	1/2

Quadro A2.29 –determinação do coeficiente α

Profundidade (m)	$(p_i)_{\text{méd}}$ (kPa)	$(E_M)_{\text{méd}}$ (MPa)	$(E_M/p_i)_{\text{méd}}$	Class.	α
0	0	0,0			
1	238	2,8			
2	257	3,3			
3	290	3,4			
3,5					
4	312	2,9	9,14	2	0,5
5	310	2,9	9,35	2	0,5
6	495	5,4	10,84	2	0,5
7	885	9,8	11,07	2	0,5
8	1030	9,9	9,58	2	0,5
9	1217	11,1	9,14	2	0,5
10	1217	12,1	9,97	2	0,5
11	1283	12,0	9,34	2	0,5
12	1283	12,8	10,00	2	0,5
13	1250	13,3	10,60	2	0,5
14	1267	13,0	10,29	2	0,5
15	1333	14,7	11,04	2	0,5
16	1433	13,6	9,45	2	0,5
17	1467	14,8	10,08	2	0,5
18	1467	14,4	9,78	2	0,5
19	2267	19,0	8,37	2	0,5
20	2517	23,5	9,34	2	0,5
21	2483	25,6	10,32	2	0,5
22	2300	26,6	11,57	2	0,5
23	2417	27,5	11,39	2	0,5
24	2617	28,1	10,73	2	0,5
25	2783	28,6	10,26	2	0,5
26	2667	30,4	11,41	2	0,5
27	2750	32,7	11,90	2	0,5
28	2633	32,3	12,25	3	0,33
29	2600	32,5	12,48	3	0,33
30	2783	34,1	12,23	3	0,33
31	2800	34,8	12,44	3	0,33
32	2800	38,2	13,63	3	0,33
33	3000	40,1	13,36	3	0,33
34	2950	38,5	13,03	3	0,33
35	2983	38,8	13,02	3	0,33
36	3183	41,5	13,04	3	0,33
37	3217	41,6	12,93	3	0,33
38	3050	42,5	13,93	3	0,33
39	3050	42,3	13,87	3	0,33
40	3200	45,1	14,10	3	0,33
41	3167	42,7	13,47	3	0,33
42	3250	43,8	13,47	3	0,33
43	3200	43,3	13,52	3	0,33
44	3283	43,7	13,29	3	0,33
45	3250	43,7	13,45	3	0,33
45,5	3217	43,6	13,55	3	0,33
46	3183	43,5	13,65	3	0,33
47	3250	43,6	13,42	3	0,33
48	3217	43,7	13,60	3	0,33
49	3217	44,7	13,91	3	0,33
50	3167	44,0	13,89	3	0,33

Quadro A2. 30 – Parâmetros para a determinação das curvas T-z

Profundidade (m)	k_t (kN/m)	$q_s/2$ (kPa)	$Q_s/2$ (kN)	z_1 (m)	q_s (kPa)	Q_s (kN)	z_2 (m)
3,5		0	0	0	0	0,0	0
4	1520	12	57	0,0079	24	113,7	0,048
5	1547	11	53	0,0072	22	105,6	0,043
6	2862	18	84	0,0062	36	167,3	0,037
7	5227	29	135	0,0055	57	269,2	0,033
8	5262	32	152	0,0061	64	303,6	0,037
9	5929	36	172	0,0061	73	343,2	0,037
10	6471	36	168	0,0055	71	336,6	0,033
11	6391	37	174	0,0058	74	348,9	0,035
12	6844	37	175	0,0054	74	350,5	0,033
13	7067	36	168	0,0051	71	336,8	0,030
14	6951	36	169	0,0052	72	337,5	0,031
15	7849	37	176	0,0048	75	351,8	0,029
16	7227	39	183	0,0054	78	367,0	0,032
17	7884	39	185	0,0050	79	370,9	0,030
18	7653	39	183	0,0051	78	365,6	0,030
19	10116	45	212	0,0044	90	424,1	0,027
20	12542	45	212	0,0036	90	424,1	0,022
21	13671	45	212	0,0033	90	424,1	0,020
22	14196	45	212	0,0032	90	424,1	0,019
23	14684	45	212	0,0031	90	424,1	0,018
24	14969	45	212	0,0030	90	424,1	0,018
25	15227	45	212	0,0030	90	424,1	0,018
26	16222	45	212	0,0028	90	424,1	0,017
27	17458	45	212	0,0026	90	424,1	0,015
28	17209	45	212	0,0026	90	424,1	0,016
29	17307	45	213	0,0026	90	425,8	0,016
30	18160	45	212	0,0025	90	424,1	0,015
31	18578	45	212	0,0024	90	424,1	0,015
32	20347	45	212	0,0022	90	424,8	0,013
33	21378	45	212	0,0021	90	424,1	0,013
34	20507	45	212	0,0022	90	424,1	0,013
35	20711	45	212	0,0022	90	424,1	0,013
36	22133	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
37	22187	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
38	22658	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
39	22560	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
40	24062	45	212	0,0019	90	424,1	0,011
41	22756	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
42	23342	45	212	0,0019	90	424,1	0,012
43	23076	45	212	0,0020	90	424,1	0,012
44	23280	45	212	0,0019	90	424,1	0,012
45	23307	45	212	0,0019	90	424,1	0,012
45,5	23253	45	212	0,0019	90	424,1	0,012

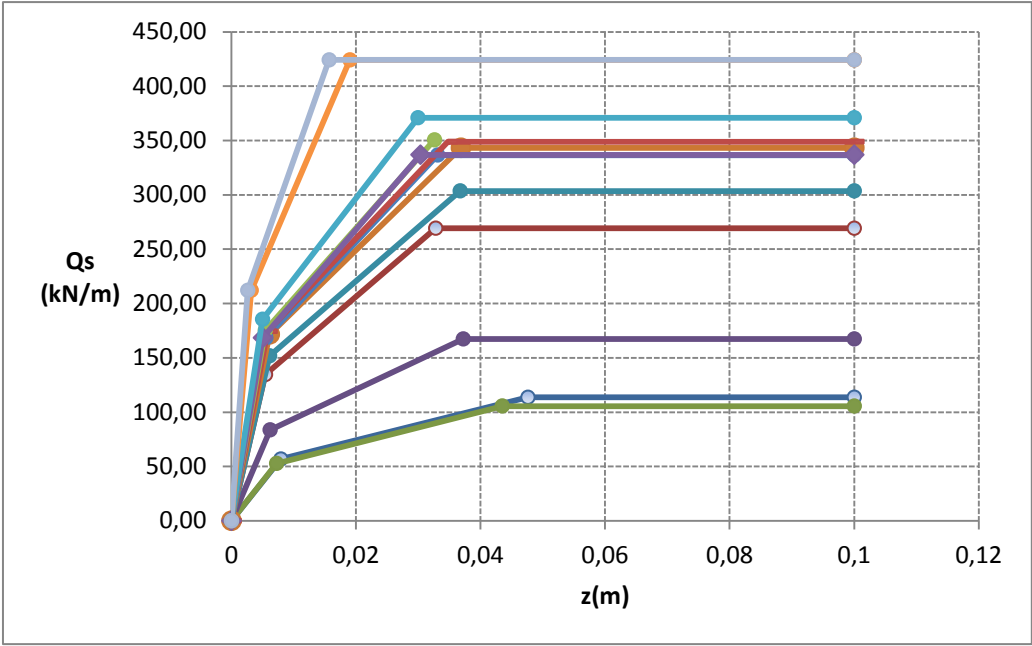


Fig. A2.1 – Curvas T-z

Quadro A2. 31 – Parâmetros para a elaboração das curvas Q-z

kb	qb/2	z1	qb	z2
(kN/m)	(kPa)	(m)	(kPa)	(m)
139520	1948,03	0,0140	3896,06	0,0838

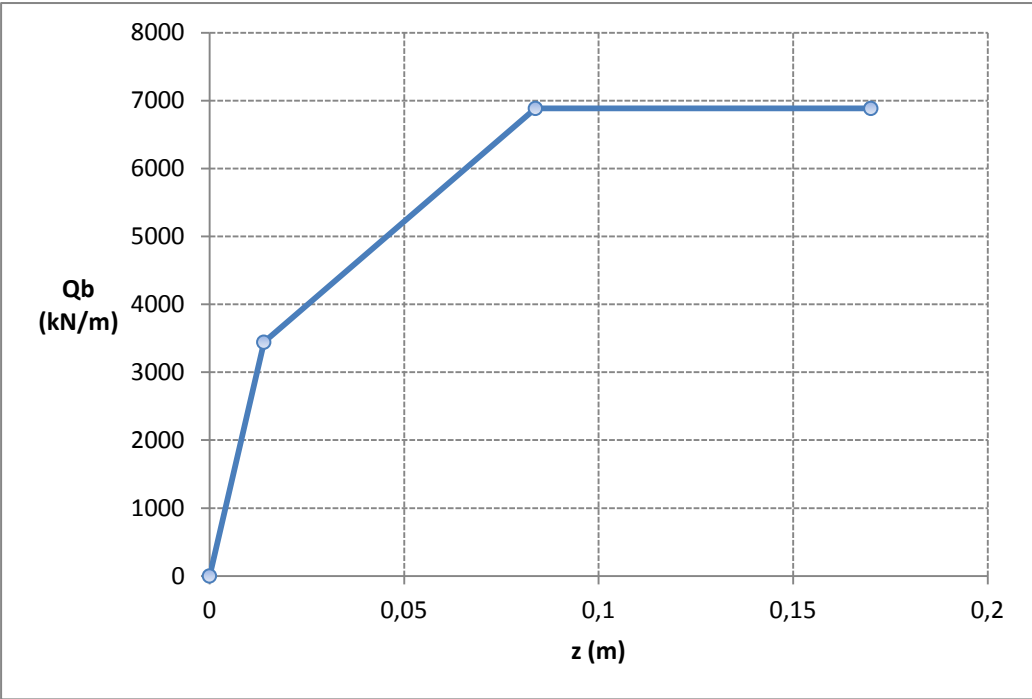


Fig. A2. 2 – Curva Q-z

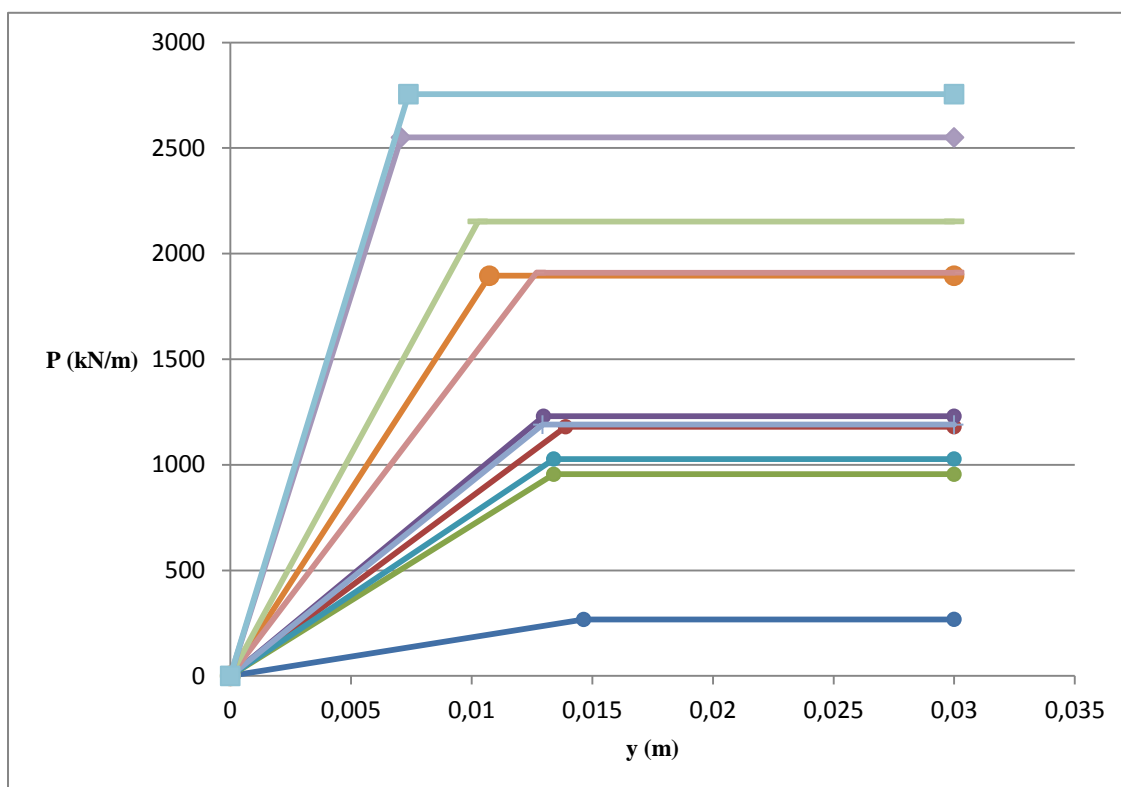


Fig. A2. 3 – curvas p-y

Anexo3

COMBINAÇÃO DE AÇÕES E DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS

Quadro A3.1 Designação dos casos de carga

Casos de Carga		Designação
Permanentes	Peso próprio	G ₁
	Restantes cargas perm.	G ₂
	R.c.p_fachadas	G ₃
	Imp. geométrica_PP_x	IG _{1X}
	Imp. geométrica_PP_y	IG _{1Y}
	Imp. Geométrica_rcp_x	IG _{2X}
	Imp. Geométrica_rcp_y	IG _{2Y}
Variáveis	Sobrecarga	Q
	Vento em x	W _x
	Vento em y	W _y
	Imp. Geom._Q_x	IQ _x
	Imp. Geom._Q_y	IQ _y

Quadro A3.2 – Esforços máximos retirados do modelo estrutural

G1					G2				
Σ Fx	Σ Fy	Σ Fz	Σ Mx	Σ My	Σ Fx	Σ Fy	Σ Fz	Σ Mx	Σ My
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
0	0	-825801	9470	-121	0	0	-286120	22	-40

Quadro A3.3 - Esforços máximos retirados do modelo estrutural

G3					Q				
Σ Fx	Σ Fy	Σ Fz	Σ Mx	Σ My	Σ Fx	Σ Fy	Σ Fz	Σ Mx	Σ My
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
0	0	-39900	3	1	0	0	-114448	9	-15

Quadro A3.4 Esforços máximos retirados do modelo estrutural

Wx					Wy				
ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y	ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
11076	0	0	57	-939480	0	20604	0	1753982	-56

Quadro A3.5 Esforços máximos retirados do modelo estrutural

IG1X					IG2X				
ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y	ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
2284	0	0	11	-183486	1090	0	0	-238	-87573

Quadro A3.6 Esforços máximos retirados do modelo estrutural

IQX					IG1Y				
ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y	ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
363	0	0	2	-29191	0	2284	0	3107	-6

Quadro A3.7 Esforços máximos retirados do modelo estrutural

IG2Y					IQY				
ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y	ΣF_x	ΣF_y	ΣF_z	ΣM_x	ΣM_y
[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
0	1090	0	87888	-3	0	363	0	29296	0

Quadro A3. 8 – Combinações de ações da abordagem 1 do EC7

Abordagem 1		Fx	Fy	Fz	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
Comb.1	C1.1	20092	6802	-1726630	234878	-1673916
	C1.2	6801	31527	-1726630	2339588	-546608
	C1.3	28662	6511	-1657962	211480	-2402138
	C1.4	6511	47719	-1657962	3719330	-523291
Comb.2	C2.1	16648	5130	-1300603	181372	-1389258
	C2.2	5130	26558	-1300603	2005455	-412258
	C2.3	23950	4752	-1211334	150935	-2010260
	C2.4	4752	40466	-1211334	3191072	-381927

Quadro A3. 9 – Combinação quase permanente

C.Q.P.	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
c1	1	0	-1186155	9498	-164

Quadro A3. 10 – Combinações de ações para o Robot Structural Analysis

	G1		G2		G3		Q	
Nome	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef
Comb.1.1	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,5
Comb.1.2	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	1,5
Comb.1.3	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	0,9
Comb.1.4	1	1,35	2	1,35	3	1,35	4	0,9
Comb.2.1	1	1	2	1	3	1	4	1,3
Comb.2.2	1	1	2	1	3	1	4	1,3
Comb.2.3	1	1	2	1	3	1	4	0,52
Comb.2.4	1	1	2	1	3	1	4	0,52
C.Q.P.	1	1	2	1	3	1	4	0,3

Quadro A3. 11 – Combinações de ações para o Robot Structural Analysis

Nome	Wx		Wy		IG1X		IG2X	
	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef
Comb.1.1	5	1,2	6	0	7	1,8	8	1,8
Comb.1.2	5	0	6	1,2	7	1,8	8	1,8
Comb.1.3	5	2	6	0	7	1,8	8	1,8
Comb.1.4	5	0	6	2	7	1,8	8	1,8
Comb.2.1	5	1,04	6	0	7	1,33	8	1,33
Comb.2.2	5	0	6	1,04	7	1,33	8	1,33
Comb.2.3	5	1,73	6	0	7	1,33	8	1,33
Comb.2.4	5	0	6	1,73	7	1,33	8	1,33

Quadro A3. 12 – Combinações de ações para o Robot Structural Analysis

Nome	IQx		IG1Y		IG2Y		IQy	
	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef	caso	Coef
Comb.1.1	9	2	10	1,8	11	1,8	12	2
Comb.1.2	9	2	10	1,8	11	1,8	12	2
Comb.1.3	9	1,2	10	1,8	11	1,8	12	1,2
Comb.1.4	9	1,2	10	1,8	11	1,8	12	1,2
Comb.2.1	9	1,73	10	1,33	11	1,33	12	1,733
Comb.2.2	9	1,73	10	1,33	11	1,33	12	1,733
Comb.2.3	9	0,693	10	1,33	11	1,33	12	0,693
Comb.2.4	9	0,693	10	1,33	11	1,33	12	0,693

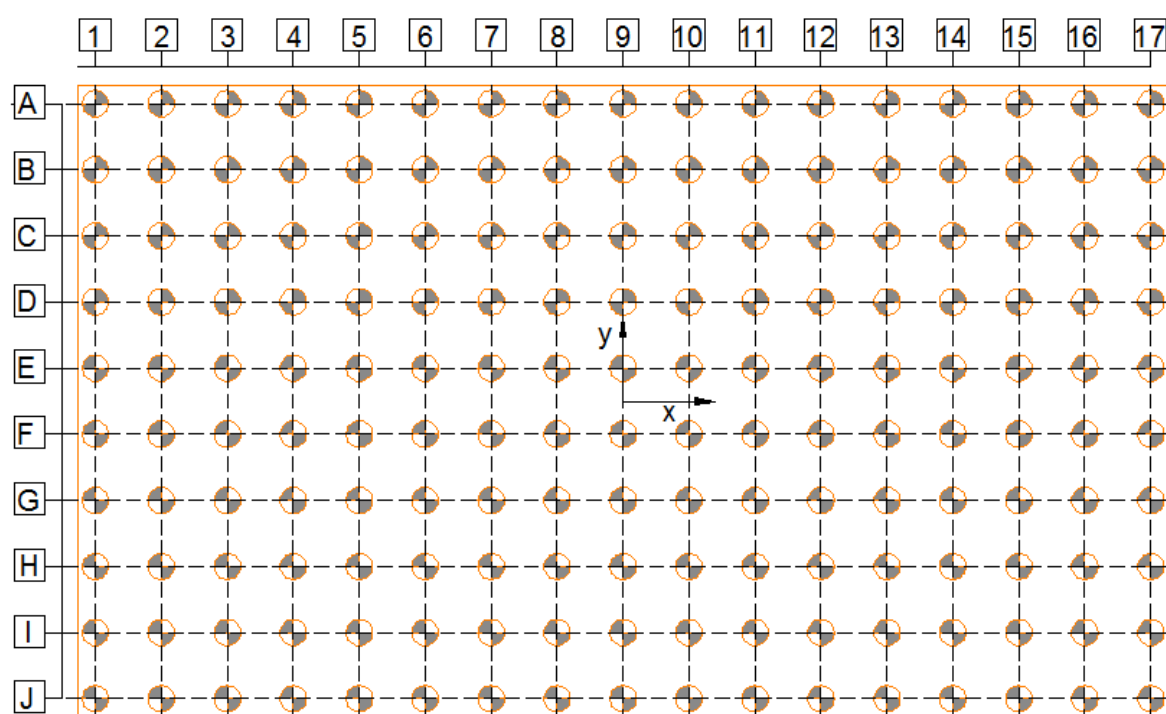


Fig. A3.1 – Grelha de identificação das estacas

Quadro A3. 13 – Coordenadas das estacas da linha A

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
A.1	-30,00	900,00	16,88	284,77
A.2	-26,25	689,06	16,88	284,77
A.3	-22,50	506,25	16,88	284,77
A.4	-18,75	351,56	16,88	284,77
A.5	-15,00	225,00	16,88	284,77
A.6	-11,25	126,56	16,88	284,77
A.7	-7,50	56,25	16,88	284,77
A.8	-3,75	14,06	16,88	284,77
A.9	0,00	0,00	16,88	284,77
A.10	3,75	14,06	16,88	284,77
A.11	7,50	56,25	16,88	284,77
A.12	11,25	126,56	16,88	284,77
A.13	15,00	225,00	16,88	284,77
A.14	18,75	351,56	16,88	284,77
A.15	22,50	506,25	16,88	284,77
A.16	26,25	689,06	16,88	284,77
A.17	30,00	900,00	16,88	284,77

Quadro A3. 14 – Esforço axial atuante em estacas da linha A

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
A.1	-10903	-7828	-10967	-5841	-8286	-5620	-8171	-3729	- 6966,49
A.2	-10777	-7786	-10785	-5801	-8181	-5589	-8019	-3700	-6966,5
A.3	-10650	-7745	-10603	-5762	-8075	-5558	-7867	-3671	- 6966,51
A.4	-10523	-7704	-10421	-5722	-7970	-5527	-7715	-3642	- 6966,52
A.5	-10396	-7662	-10240	-5683	-7865	-5495	-7563	-3613	- 6966,54
A.6	-10270	-7621	-10058	-5643	-7760	-5464	-7410	-3584	- 6966,55
A.7	-10143	-7580	-9876	-5603	-7655	-5433	-7258	-3555	- 6966,56
A.8	-10016	-7538	-9694	-5564	-7550	-5402	-7106	-3526	- 6966,57
A.9	-9890	-7497	-9512	-5524	-7444	-5371	-6954	-3498	- 6966,59
A.10	-9763	-7455	-9330	-5485	-7339	-5339	-6802	-3469	-6966,6
A.11	-9636	-7414	-9149	-5445	-7234	-5308	-6650	-3440	- 6966,61
A.12	-9510	-7373	-8967	-5405	-7129	-5277	-6497	-3411	- 6966,62
A.13	-9383	-7331	-8785	-5366	-7024	-5246	-6345	-3382	- 6966,63
A.14	-9256	-7290	-8603	-5326	-6919	-5215	-6193	-3353	- 6966,65
A.15	-9129	-7249	-8421	-5287	-6813	-5183	-6041	-3324	- 6966,66
A.16	-9003	-7207	-8240	-5247	-6708	-5152	-5889	-3295	- 6966,67
A.17	-8876	-7166	-8058	-5207	-6603	-5121	-5737	-3266	- 6966,68

Quadro A3. 15 – Coordenadas das estacas da linha B

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
B.1	-30	900,00	13,13	172,27
B.2	-26,25	689,06	13,13	172,27
B.3	-22,5	506,25	13,13	172,27
B.4	-18,75	351,56	13,13	172,27
B.5	-15	225,00	13,13	172,27
B.6	-11,25	126,56	13,13	172,27
B.7	-7,5	56,25	13,13	172,27
B.8	-3,75	14,06	13,13	172,27
B.9	0	0,00	13,13	172,27
B.10	3,75	14,06	13,13	172,27
B.11	7,5	56,25	13,13	172,27
B.12	11,25	126,56	13,13	172,27
B.13	15	225,00	13,13	172,27
B.14	18,75	351,56	13,13	172,27
B.15	22,5	506,25	13,13	172,27
B.16	26,25	689,06	13,13	172,27
B.17	30	900,00	13,13	172,27

Quadro A3. 16 – Esforço axial atuante em estacas da linha B

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
B.1	-10963	-8419	-11020	-6781	-8331	-6127	-8209	-4535	- 6968,89
B.2	-10836	-8377	-10838	-6741	-8226	-6096	-8057	-4506	-6968,9
B.3	-10709	-8336	-10657	-6702	-8121	-6065	-7905	-4477	- 6968,91
B.4	-10582	-8295	-10475	-6662	-8016	-6033	-7753	-4448	- 6968,92
B.5	-10456	-8253	-10293	-6622	-7911	-6002	-7601	-4419	- 6968,94
B.6	-10329	-8212	-10111	-6583	-7806	-5971	-7449	-4390	- 6968,95
B.7	-10202	-8171	-9929	-6543	-7701	-5940	-7296	-4362	- 6968,96
B.8	-10076	-8129	-9748	-6503	-7595	-5908	-7144	-4333	- 6968,97
B.9	-9949	-8088	-9566	-6464	-7490	-5877	-6992	-4304	- 6968,98
B.10	-9822	-8046	-9384	-6424	-7385	-5846	-6840	-4275	-6969
B.11	-9696	-8005	-9202	-6385	-7280	-5815	-6688	-4246	- 6969,01
B.12	-9569	-7964	-9020	-6345	-7175	-5784	-6536	-4217	- 6969,02
B.13	-9442	-7922	-8838	-6305	-7070	-5752	-6383	-4188	- 6969,03
B.14	-9315	-7881	-8657	-6266	-6964	-5721	-6231	-4159	- 6969,05
B.15	-9189	-7840	-8475	-6226	-6859	-5690	-6079	-4130	- 6969,06
B.16	-9062	-7798	-8293	-6187	-6754	-5659	-5927	-4101	- 6969,07
B.17	-8935	-7757	-8111	-6147	-6649	-5628	-5775	-4072	- 6969,08

Quadro A3. 17 – Coordenadas das estacas da linha C

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
C.1	-30	900,00	9,375	87,89
C.2	-26,25	689,06	9,375	87,89
C.3	-22,5	506,25	9,375	87,89
C.4	-18,75	351,56	9,375	87,89
C.5	-15	225,00	9,375	87,89
C.6	-11,25	126,56	9,375	87,89
C.7	-7,5	56,25	9,375	87,89
C.8	-3,75	14,06	9,375	87,89
C.9	0	0,00	9,375	87,89
C.10	3,75	14,06	9,375	87,89
C.11	7,5	56,25	9,375	87,89
C.12	11,25	126,56	9,375	87,89
C.13	15	225,00	9,375	87,89
C.14	18,75	351,56	9,375	87,89
C.15	22,5	506,25	9,375	87,89
C.16	26,25	689,06	9,375	87,89
C.17	30	900,00	9,375	87,89

Quadro A3. 18 – Esforço axial atuante em estacas da linha C

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
C.1	-11022	-9010	-11074	-7720	-8377	-6634	-8247	-5341	- 6971,29
C.2	-10895	-8969	-10892	-7681	-8272	-6602	-8095	-5312	-6971,3
C.3	-10769	-8927	-10710	-7641	-8167	-6571	-7943	-5283	- 6971,31
C.4	-10642	-8886	-10528	-7602	-8062	-6540	-7791	-5255	- 6971,32
C.5	-10515	-8844	-10346	-7562	-7957	-6509	-7639	-5226	- 6971,33
C.6	-10388	-8803	-10165	-7522	-7852	-6478	-7487	-5197	- 6971,35
C.7	-10262	-8762	-9983	-7483	-7746	-6446	-7334	-5168	- 6971,36
C.8	-10135	-8720	-9801	-7443	-7641	-6415	-7182	-5139	- 6971,37
C.9	-10008	-8679	-9619	-7404	-7536	-6384	-7030	-5110	- 6971,38
C.10	-9882	-8638	-9437	-7364	-7431	-6353	-6878	-5081	-6971,4
C.11	-9755	-8596	-9255	-7324	-7326	-6322	-6726	-5052	- 6971,41
C.12	-9628	-8555	-9074	-7285	-7221	-6290	-6574	-5023	- 6971,42
C.13	-9501	-8513	-8892	-7245	-7115	-6259	-6422	-4994	- 6971,43
C.14	-9375	-8472	-8710	-7205	-7010	-6228	-6269	-4965	- 6971,45
C.15	-9248	-8431	-8528	-7166	-6905	-6197	-6117	-4937	- 6971,46
C.16	-9121	-8389	-8346	-7126	-6800	-6166	-5965	-4908	- 6971,47
C.17	-8995	-8348	-8165	-7087	-6695	-6134	-5813	-4879	- 6971,48

Quadro A3. 19 – Coordenadas das estacas da linha D

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
D.1	-30	900,00	5,63	31,64
D.2	-26,25	689,06	5,63	31,64
D.3	-22,5	506,25	5,63	31,64
D.4	-18,75	351,56	5,63	31,64
D.5	-15	225,00	5,63	31,64
D.6	-11,25	126,56	5,63	31,64
D.7	-7,5	56,25	5,63	31,64
D.8	-3,75	14,06	5,63	31,64
D.9	0	0,00	5,63	31,64
D.10	3,75	14,06	5,63	31,64
D.11	7,5	56,25	5,63	31,64
D.12	11,25	126,56	5,63	31,64
D.13	15	225,00	5,63	31,64
D.14	18,75	351,56	5,63	31,64
D.15	22,5	506,25	5,63	31,64
D.16	26,25	689,06	5,63	31,64
D.17	30	900,00	5,63	31,64

Quadro A3. 20 – Esforço axial atuante em estacas da linha D

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
D.1	-11081	-9601	-11127	-8660	-8423	-7140	-8286	-6147	- 6973,68
D.2	-10955	-9560	-10945	-8620	-8318	-7109	-8133	-6119	-6973,7
D.3	-10828	-9518	-10764	-8581	-8213	-7078	-7981	-6090	- 6973,71
D.4	-10701	-9477	-10582	-8541	-8108	-7047	-7829	-6061	- 6973,72
D.5	-10574	-9436	-10400	-8502	-8003	-7015	-7677	-6032	- 6973,73
D.6	-10448	-9394	-10218	-8462	-7897	-6984	-7525	-6003	- 6973,75
D.7	-10321	-9353	-10036	-8422	-7792	-6953	-7373	-5974	- 6973,76
D.8	-10194	-9311	-9854	-8383	-7687	-6922	-7220	-5945	- 6973,77
D.9	-10068	-9270	-9673	-8343	-7582	-6891	-7068	-5916	- 6973,78
D.10	-9941	-9229	-9491	-8304	-7477	-6859	-6916	-5887	-6973,8
D.11	-9814	-9187	-9309	-8264	-7372	-6828	-6764	-5858	- 6973,81
D.12	-9688	-9146	-9127	-8224	-7266	-6797	-6612	-5829	- 6973,82
D.13	-9561	-9105	-8945	-8185	-7161	-6766	-6460	-5801	- 6973,83
D.14	-9434	-9063	-8763	-8145	-7056	-6735	-6307	-5772	- 6973,85
D.15	-9307	-9022	-8582	-8106	-6951	-6703	-6155	-5743	- 6973,86
D.16	-9181	-8980	-8400	-8066	-6846	-6672	-6003	-5714	- 6973,87
D.17	-9054	-8939	-8218	-8026	-6741	-6641	-5851	-5685	- 6973,88

Quadro A3. 21 – Coordenadas das estacas da linha E

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
E.1	-30	900,00	1,875	3,52
E.2	-26,25	689,06	1,875	3,52
E.3	-22,5	506,25	1,875	3,52
E.4	-18,75	351,56	1,875	3,52
E.5	-15	225,00	1,875	3,52
E.6	-11,25	126,56	1,875	3,52
E.7	-7,5	56,25	1,875	3,52
E.8	-3,75	14,06	1,875	3,52
E.9	0	0,00	1,875	3,52
E.10	3,75	14,06	1,875	3,52
E.11	7,5	56,25	1,875	3,52
E.12	11,25	126,56	1,875	3,52
E.13	15	225,00	1,875	3,52
E.14	18,75	351,56	1,875	3,52
E.15	22,5	506,25	1,875	3,52
E.16	26,25	689,06	1,875	3,52
E.17	30	900,00	1,875	3,52

Quadro A3. 22 – Esforço axial atuante em estacas da linha E

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
E.1	-11141	-10192	-11181	-9600	-8469	-7647	-8324	-6954	- 6976,08
E.2	-11014	-10151	-10999	-9560	-8364	-7616	-8172	-6925	-6976,1
E.3	-10887	-10109	-10817	-9521	-8259	-7585	-8019	-6896	- 6976,11
E.4	-10760	-10068	-10635	-9481	-8153	-7553	-7867	-6867	- 6976,12
E.5	-10634	-10027	-10453	-9441	-8048	-7522	-7715	-6838	- 6976,13
E.6	-10507	-9985	-10271	-9402	-7943	-7491	-7563	-6809	- 6976,15
E.7	-10380	-9944	-10090	-9362	-7838	-7460	-7411	-6780	- 6976,16
E.8	-10254	-9902	-9908	-9322	-7733	-7428	-7259	-6751	- 6976,17
E.9	-10127	-9861	-9726	-9283	-7628	-7397	-7106	-6722	- 6976,18
E.10	-10000	-9820	-9544	-9243	-7523	-7366	-6954	-6693	-6976,2
E.11	-9874	-9778	-9362	-9204	-7417	-7335	-6802	-6665	- 6976,21
E.12	-9747	-9737	-9181	-9164	-7312	-7304	-6650	-6636	- 6976,22
E.13	-9620	-9696	-8999	-9124	-7207	-7272	-6498	-6607	- 6976,23
E.14	-9493	-9654	-8817	-9085	-7102	-7241	-6346	-6578	- 6976,25
E.15	-9367	-9613	-8635	-9045	-6997	-7210	-6193	-6549	- 6976,26
E.16	-9240	-9571	-8453	-9006	-6892	-7179	-6041	-6520	- 6976,27
E.17	-9113	-9530	-8271	-8966	-6786	-7148	-5889	-6491	- 6976,28

Quadro A3. 23 – Coordenadas das estacas da linha F

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
F.1	-30	900,00	5,625	31,64
F.2	-26,25	689,06	5,625	31,64
F.3	-22,5	506,25	5,625	31,64
F.4	-18,75	351,56	5,625	31,64
F.5	-15	225,00	5,625	31,64
F.6	-11,25	126,56	5,625	31,64
F.7	-7,5	56,25	5,625	31,64
F.8	-3,75	14,06	5,625	31,64
F.9	0	0,00	5,625	31,64
F.10	3,75	14,06	5,625	31,64
F.11	7,5	56,25	5,625	31,64
F.12	11,25	126,56	5,625	31,64
F.13	15	225,00	5,625	31,64
F.14	18,75	351,56	5,625	31,64
F.15	22,5	506,25	5,625	31,64
F.16	26,25	689,06	5,625	31,64
F.17	30	900,00	5,625	31,64

Quadro A3. 24 – Esforço axial atuante em estacas da linha F

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
F.1	-11081	-9601	-11127	-8660	-8423	-7140	-8286	-6147	- 6973,68
F.2	-10955	-9560	-10945	-8620	-8318	-7109	-8133	-6119	-6973,7
F.3	-10828	-9518	-10764	-8581	-8213	-7078	-7981	-6090	- 6973,71
F.4	-10701	-9477	-10582	-8541	-8108	-7047	-7829	-6061	- 6973,72
F.5	-10574	-9436	-10400	-8502	-8003	-7015	-7677	-6032	- 6973,73
F.6	-10448	-9394	-10218	-8462	-7897	-6984	-7525	-6003	- 6973,75
F.7	-10321	-9353	-10036	-8422	-7792	-6953	-7373	-5974	- 6973,76
F.8	-10194	-9311	-9854	-8383	-7687	-6922	-7220	-5945	- 6973,77
F.9	-10068	-9270	-9673	-8343	-7582	-6891	-7068	-5916	- 6973,78
F.10	-9941	-9229	-9491	-8304	-7477	-6859	-6916	-5887	-6973,8
F.11	-9814	-9187	-9309	-8264	-7372	-6828	-6764	-5858	- 6973,81
F.12	-9688	-9146	-9127	-8224	-7266	-6797	-6612	-5829	- 6973,82
F.13	-9561	-9105	-8945	-8185	-7161	-6766	-6460	-5801	- 6973,83
F.14	-9434	-9063	-8763	-8145	-7056	-6735	-6307	-5772	- 6973,85
F.15	-9307	-9022	-8582	-8106	-6951	-6703	-6155	-5743	- 6973,86
F.16	-9181	-8980	-8400	-8066	-6846	-6672	-6003	-5714	- 6973,87
F.17	-9054	-8939	-8218	-8026	-6741	-6641	-5851	-5685	- 6973,88

Quadro A3. 25 – Coordenadas das estacas da linha G

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
G.1	-30	900,00	5,625	31,64
G.2	-26,25	689,06	5,625	31,64
G.3	-22,5	506,25	5,625	31,64
G.4	-18,75	351,56	5,625	31,64
G.5	-15	225,00	5,625	31,64
G.6	-11,25	126,56	5,625	31,64
G.7	-7,5	56,25	5,625	31,64
G.8	-3,75	14,06	5,625	31,64
G.9	0	0,00	5,625	31,64
G.10	3,75	14,06	5,625	31,64
G.11	7,5	56,25	5,625	31,64
G.12	11,25	126,56	5,625	31,64
G.13	15	225,00	5,625	31,64
G.14	18,75	351,56	5,625	31,64
G.15	22,5	506,25	5,625	31,64
G.16	26,25	689,06	5,625	31,64
G.17	30	900,00	5,625	31,64

Quadro A3. 26 – Esforço axial atuante em estacas da linha G

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
G.1	-11081	-9601	-11127	-8660	-8423	-7140	-8286	-6147	- 6973,68
G.2	-10955	-9560	-10945	-8620	-8318	-7109	-8133	-6119	-6973,7
G.3	-10828	-9518	-10764	-8581	-8213	-7078	-7981	-6090	- 6973,71
G.4	-10701	-9477	-10582	-8541	-8108	-7047	-7829	-6061	- 6973,72
G.5	-10574	-9436	-10400	-8502	-8003	-7015	-7677	-6032	- 6973,73
G.6	-10448	-9394	-10218	-8462	-7897	-6984	-7525	-6003	- 6973,75
G.7	-10321	-9353	-10036	-8422	-7792	-6953	-7373	-5974	- 6973,76
G.8	-10194	-9311	-9854	-8383	-7687	-6922	-7220	-5945	- 6973,77
G.9	-10068	-9270	-9673	-8343	-7582	-6891	-7068	-5916	- 6973,78
G.10	-9941	-9229	-9491	-8304	-7477	-6859	-6916	-5887	-6973,8
G.11	-9814	-9187	-9309	-8264	-7372	-6828	-6764	-5858	- 6973,81
G.12	-9688	-9146	-9127	-8224	-7266	-6797	-6612	-5829	- 6973,82
G.13	-9561	-9105	-8945	-8185	-7161	-6766	-6460	-5801	- 6973,83
G.14	-9434	-9063	-8763	-8145	-7056	-6735	-6307	-5772	- 6973,85
G.15	-9307	-9022	-8582	-8106	-6951	-6703	-6155	-5743	- 6973,86
G.16	-9181	-8980	-8400	-8066	-6846	-6672	-6003	-5714	- 6973,87
G.17	-9054	-8939	-8218	-8026	-6741	-6641	-5851	-5685	- 6973,88

Quadro A3. 27 – Coordenadas das estacas da linha H

	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
H.1	-30	900,00	9,375	87,89
H.2	-26,25	689,06	9,375	87,89
H.3	-22,5	506,25	9,375	87,89
H.4	-18,75	351,56	9,375	87,89
H.5	-15	225,00	9,375	87,89
H.6	-11,25	126,56	9,375	87,89
H.7	-7,5	56,25	9,375	87,89
H.8	-3,75	14,06	9,375	87,89
H.9	0	0,00	9,375	87,89
H.10	3,75	14,06	9,375	87,89
H.11	7,5	56,25	9,375	87,89
H.12	11,25	126,56	9,375	87,89
H.13	15	225,00	9,375	87,89
H.14	18,75	351,56	9,375	87,89
H.15	22,5	506,25	9,375	87,89
H.16	26,25	689,06	9,375	87,89
H.17	30	900,00	9,375	87,89

Quadro A3. 28 – Esforço axial atuante em estacas da linha H

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
H.1	-11022	-9010	-11074	-7720	-8377	-6634	-8247	-5341	- 6971,29
H.2	-10895	-8969	-10892	-7681	-8272	-6602	-8095	-5312	-6971,3
H.3	-10769	-8927	-10710	-7641	-8167	-6571	-7943	-5283	- 6971,31
H.4	-10642	-8886	-10528	-7602	-8062	-6540	-7791	-5255	- 6971,32
H.5	-10515	-8844	-10346	-7562	-7957	-6509	-7639	-5226	- 6971,33
H.6	-10388	-8803	-10165	-7522	-7852	-6478	-7487	-5197	- 6971,35
H.7	-10262	-8762	-9983	-7483	-7746	-6446	-7334	-5168	- 6971,36
H.8	-10135	-8720	-9801	-7443	-7641	-6415	-7182	-5139	- 6971,37
H.9	-10008	-8679	-9619	-7404	-7536	-6384	-7030	-5110	- 6971,38
H.10	-9882	-8638	-9437	-7364	-7431	-6353	-6878	-5081	-6971,4
H.11	-9755	-8596	-9255	-7324	-7326	-6322	-6726	-5052	- 6971,41
H.12	-9628	-8555	-9074	-7285	-7221	-6290	-6574	-5023	- 6971,42
H.13	-9501	-8513	-8892	-7245	-7115	-6259	-6422	-4994	- 6971,43
H.14	-9375	-8472	-8710	-7205	-7010	-6228	-6269	-4965	- 6971,45
H.15	-9248	-8431	-8528	-7166	-6905	-6197	-6117	-4937	- 6971,46
H.16	-9121	-8389	-8346	-7126	-6800	-6166	-5965	-4908	- 6971,47
H.17	-8995	-8348	-8165	-7087	-6695	-6134	-5813	-4879	- 6971,48

Quadro A3. 29 – Coordenadas das estacas da linha I

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
I.1	-30	900,00	13,125	172,27
I.2	-26,25	689,06	13,125	172,27
I.3	-22,5	506,25	13,125	172,27
I.4	-18,75	351,56	13,125	172,27
I.5	-15	225,00	13,125	172,27
I.6	-11,25	126,56	13,125	172,27
I.7	-7,5	56,25	13,125	172,27
I.8	-3,75	14,06	13,125	172,27
I.9	0	0,00	13,125	172,27
I.10	3,75	14,06	13,125	172,27
I.11	7,5	56,25	13,125	172,27
I.12	11,25	126,56	13,125	172,27
I.13	15	225,00	13,125	172,27
I.14	18,75	351,56	13,125	172,27
I.15	22,5	506,25	13,125	172,27
I.16	26,25	689,06	13,125	172,27
I.17	30	900,00	13,125	172,27

Quadro A3. 30 – Esforço axial atuante em estacas da linha I

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
I.1	-10963	-8419	-11020	-6781	-8331	-6127	-8209	-4535	- 6968,89
I.2	-10836	-8377	-10838	-6741	-8226	-6096	-8057	-4506	-6968,9
I.3	-10709	-8336	-10657	-6702	-8121	-6065	-7905	-4477	- 6968,91
I.4	-10582	-8295	-10475	-6662	-8016	-6033	-7753	-4448	- 6968,92
I.5	-10456	-8253	-10293	-6622	-7911	-6002	-7601	-4419	- 6968,94
I.6	-10329	-8212	-10111	-6583	-7806	-5971	-7449	-4390	- 6968,95
I.7	-10202	-8171	-9929	-6543	-7701	-5940	-7296	-4362	- 6968,96
I.8	-10076	-8129	-9748	-6503	-7595	-5908	-7144	-4333	- 6968,97
I.9	-9949	-8088	-9566	-6464	-7490	-5877	-6992	-4304	- 6968,98
I.10	-9822	-8046	-9384	-6424	-7385	-5846	-6840	-4275	-6969
I.11	-9696	-8005	-9202	-6385	-7280	-5815	-6688	-4246	- 6969,01
I.12	-9569	-7964	-9020	-6345	-7175	-5784	-6536	-4217	- 6969,02
I.13	-9442	-7922	-8838	-6305	-7070	-5752	-6383	-4188	- 6969,03
I.14	-9315	-7881	-8657	-6266	-6964	-5721	-6231	-4159	- 6969,05
I.15	-9189	-7840	-8475	-6226	-6859	-5690	-6079	-4130	- 6969,06
I.16	-9062	-7798	-8293	-6187	-6754	-5659	-5927	-4101	- 6969,07
I.17	-8935	-7757	-8111	-6147	-6649	-5628	-5775	-4072	- 6969,08

Quadro A3. 31 – Coordenadas das estacas da linha J

	Coordenadas			
	X_i	X_i^2	Y_i	Y_i^2
	[m]	[m]	[m]	[m]
J.1	-30	900,00	-16,875	284,77
J.2	-26,25	689,06	-16,875	284,77
J.3	-22,5	506,25	-16,875	284,77
J.4	-18,75	351,56	-16,875	284,77
J.5	-15	225,00	-16,875	284,77
J.6	-11,25	126,56	-16,875	284,77
J.7	-7,5	56,25	-16,875	284,77
J.8	-3,75	14,06	-16,875	284,77
J.9	0	0,00	-16,875	284,77
J.10	3,75	14,06	-16,875	284,77
J.11	7,5	56,25	-16,875	284,77
J.12	11,25	126,56	-16,875	284,77
J.13	15	225,00	-16,875	284,77
J.14	18,75	351,56	-16,875	284,77
J.15	22,5	506,25	-16,875	284,77
J.16	26,25	689,06	-16,875	284,77
J.17	30	900,00	-16,875	284,77

Quadro A3. 32 – Esforço axial atuante em estacas da linha J

	Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
	C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
J.1	-11437	-13148	-11448	-14298	-8698	-10180	-8514	-10985	- 6988,08
J.2	-11311	-13106	-11266	-14258	-8593	-10149	-8362	-10956	- 6988,09
J.3	-11184	-13065	-11084	-14219	-8488	-10118	-8210	-10927	- 6988,11
J.4	-11057	-13023	-10902	-14179	-8383	-10087	-8058	-10898	- 6988,12
J.5	-10930	-12982	-10720	-14140	-8277	-10055	-7906	-10869	- 6988,13
J.6	-10804	-12941	-10539	-14100	-8172	-10024	-7754	-10840	- 6988,14
J.7	-10677	-12899	-10357	-14060	-8067	-9993	-7601	-10811	- 6988,16
J.8	-10550	-12858	-10175	-14021	-7962	-9962	-7449	-10782	- 6988,17
J.9	-10424	-12817	-9993	-13981	-7857	-9931	-7297	-10753	- 6988,18
J.10	-10297	-12775	-9811	-13942	-7752	-9899	-7145	-10725	- 6988,19
J.11	-10170	-12734	-9629	-13902	-7646	-9868	-6993	-10696	- 6988,21
J.12	-10044	-12692	-9448	-13862	-7541	-9837	-6841	-10667	- 6988,22
J.13	-9917	-12651	-9266	-13823	-7436	-9806	-6688	-10638	- 6988,23
J.14	-9790	-12610	-9084	-13783	-7331	-9775	-6536	-10609	- 6988,24
J.15	-9663	-12568	-8902	-13744	-7226	-9743	-6384	-10580	- 6988,26
J.16	-9537	-12527	-8720	-13704	-7121	-9712	-6232	-10551	- 6988,27
J.17	-9410	-12486	-8539	-13664	-7016	-9681	-6080	-10522	- 6988,28

Quadro A3. 33 – Esforços axiais máximos e mínimos por estaca para as diferentes combinações

Combinação 1				Combinação 2				C.Q.P.
C.1.1	C.1.2	C.1.3	C.1.4	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]	N _i [kN]
Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx	Máx
-11437	-13148	-11448	-14298	-8698	-10180	-8514	-10985	-6988
Min	Min	Min	Min	Min	Min	Min	Min	Min
-8876	-7166	-8058	-5207	-6603	-5121	-5737	-3266	-6966
Mín				Mín				
-5207				-3266				
Máx				Máx				
-14298				-10985				

Quadro A3. 34 – Forças horizontais incidentes nas estacas (metodologia da Guía de cimentacion en obras de carretera (2002))

	Combinação 1			
f=0,5	C1.1	C1.2	C1.3	C1.4
Fila	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]
1	1005	340	1433	326
2	502	170	717	163
3	251	85	358	81
4	126	43	179	41
5	63	21	90	20
6	31	11	45	10
7	16	5	22	5
8	8	3	11	3
9	4	1	6	1
10	2	1	3	1
11	1	0	1	0
12	0	0	1	0
13	0	0	0	0
14	0	0	0	0
15	0	0	0	0
16	0	0	0	0
17	0	0	0	0

Quadro A3. 35 – Forças horizontais incidentes nas estacas (metodologia da Guía de cimentacion en obras de carretera (2002))

	Combinação 2				C.Q.P.
f=0,5	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
Fila	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]	H _{xi} [kN]
1	832	256	1197	238	0
2	416	128	599	119	0
3	208	64	299	59	0
4	104	32	150	30	0
5	52	16	75	15	0
6	26	8	37	7	0
7	13	4	19	4	0
8	7	2	9	2	0
9	3	1	5	1	0
10	2	1	2	0	0
11	1	0	1	0	0
12	0	0	1	0	0
13	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0

Quadro A3. 36 – Forças horizontais incidentes nas estacas (metodologia da Guía de cimentacion en obras de carretera (2002))

	Combinação 1			
f=0,501	C1.1	C1.2	C1.3	C1.4
Fila	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]
J	200	929	192	1406
I	100	465	96	703
H	50	232	48	352
G	25	116	24	176
F	13	58	12	88
E	6	29	6	44
D	3	15	3	22
C	2	7	1	11
B	1	4	1	5
A	0	2	0	3

Quadro A3. 37 – Forças horizontais incidentes nas estacas (metodologia da Guía de cimentacion en obras de carretera (2002))

	Combinação 2				C.Q.P.
f=0,501	C2.1	C2.2	C2.3	C2.4	C1
Fila	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]	Hy _i [kN]
J	151	783	140	1193	0
I	76	391	70	596	0
H	38	196	35	298	0
G	19	98	18	149	0
F	9	49	9	75	0
E	5	24	4	37	0
D	2	12	2	19	0
C	1	6	1	9	0
B	1	3	1	5	0
A	0	2	0	2	0

Anexo4

MODELOS NUMÉRICOS

Quadro A4. 1 – Comportamento axial para os diferentes modelos

Q_{axial} (kN)	Modelo Robot	Modelo 2 FB.
	δ_{axial} (m)	δ_{axial} (m)
-15000	-	-0,0242
-14000	-	-0,0182
-13000	-	-0,0155
-12000	-	-0,0134
-11000	-	-0,0113
-10000	-	-0,0093
-9000	-0,0115	-0,0072
-8000	-0,0042	-0,0056
-7000	-0,0035	-0,0045
-6000	-0,0029	-0,0039
-5000	-0,0024	-0,0032
-4000	-0,0019	-0,0026
-3000	-0,0014	-0,0019
-2000	-0,0009	-0,0013
-1000	-0,0004	-0,0006
0	0	0
1000	0,0004	0,0006
2000	0,0009	0,0013
3000	0,0014	0,0019
4000	0,0018	0,0025
5000	0,0024	0,0032
6000	0,0029	0,0038
7000	0,0035	0,0044
8000	0,0041	0,0052
9000	0,0048	0,0063
10000	0,0055	0,0077
11000	0,0063	0,0093
12000	0,0072	0,0109
13000	0,0082	0,0125
14000	0,0094	0,0141
15000	0,0109	0,0157
16000	0,013	0,0173
17000	0,0164	0,0191
18000	0,0269	0,0216
19000	0,0444	0,0276
20000	0,0676	0,0361
21000	0,0993	0,0559
22000	0,1391	0,0768
23000	0,1827	0,1158

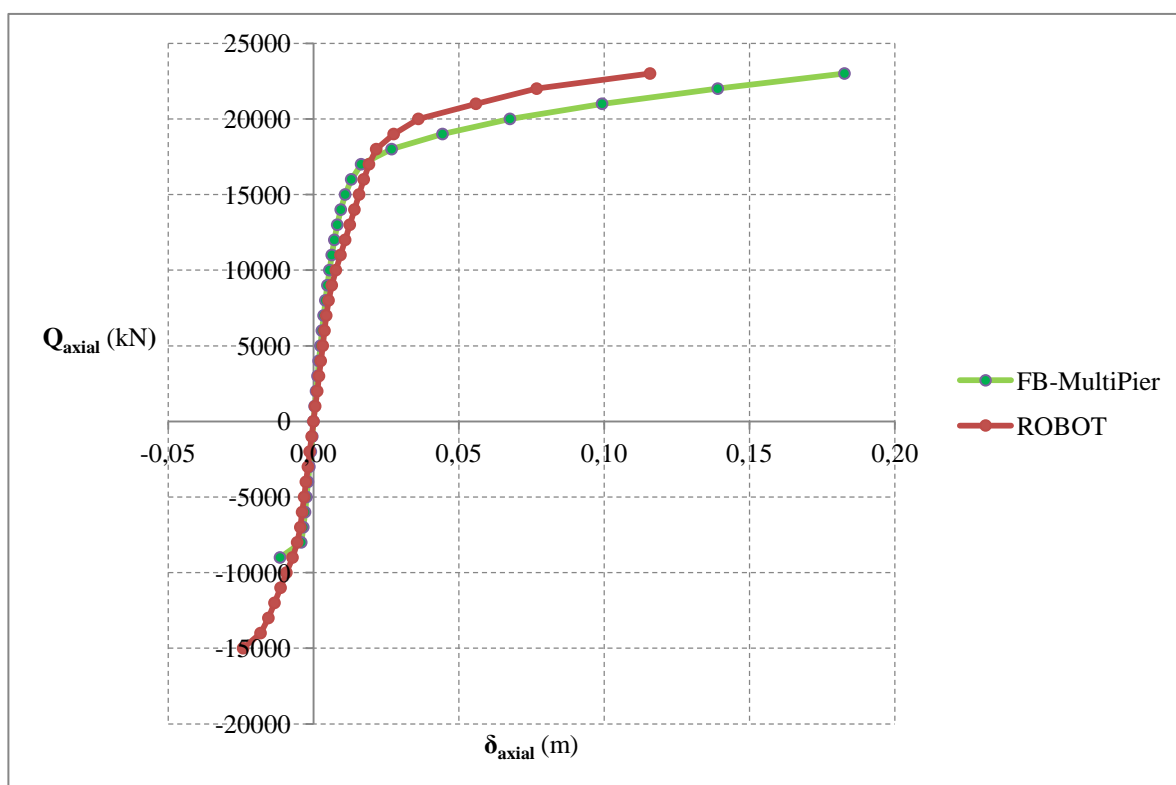


Fig. A4.1 – Curvas de comportamento axial utilizadas para caracterizar os diferentes modelos

Fig. A4.2 - Comportamento transversal para os diferentes modelos

	Modelo FB	Modelo ROBOT
Q_{lateral} (kN)	δ_{lateral} (m)	δ_{lateral} (m)
0	0	0,0
100	0,0005	0,001
200	0,001	0,002
300	0,0016	0,003
400	0,0021	0,005
500	0,0026	0,006
600	0,0032	0,007
700	0,0037	0,008
800	0,004	0,009
900	0,0051	0,01
1000	0,006	0,011
1100	0,0069	0,012
1200	0,0079	0,014
1300	0,0088	0,015
1400	0,0096	0,016
1500	0,0105	0,017
1600	0,0115	0,019
1700	0,0124	0,021
1800	0,0135	0,022
1900	0,015	0,024
2000	0,0166	0,026
2100	0,0182	0,028
2200	0,0199	0,03
2300	0,0217	0,033
2400	0,0236	0,036
2500	0,0256	0,038
2600	0,0278	0,041
2700	0,03025	0,044
2800	0,0327	0,046
2900	0,0352	0,05
3000	0,0379	0,053
3100	0,0406	0,057
3200	0,0433	0,06
3300	0,0463	0,065
3400	0,0493	0,069
3500	0,0524	0,074
3600	0,0556	0,078
3700	0,059	0,084
3800	0,0627	0,089
3900	0,067	0,095
4000	0,0714	0,101
4100	0,0762	0,107
4200	0,0818	0,113
4300	0,0879	0,119
4400	0,0945	0,126
4500	0,1032	0,134
4600	0,1158	0,141
4700	0,1302	0,148
4800	0,1509	0,157

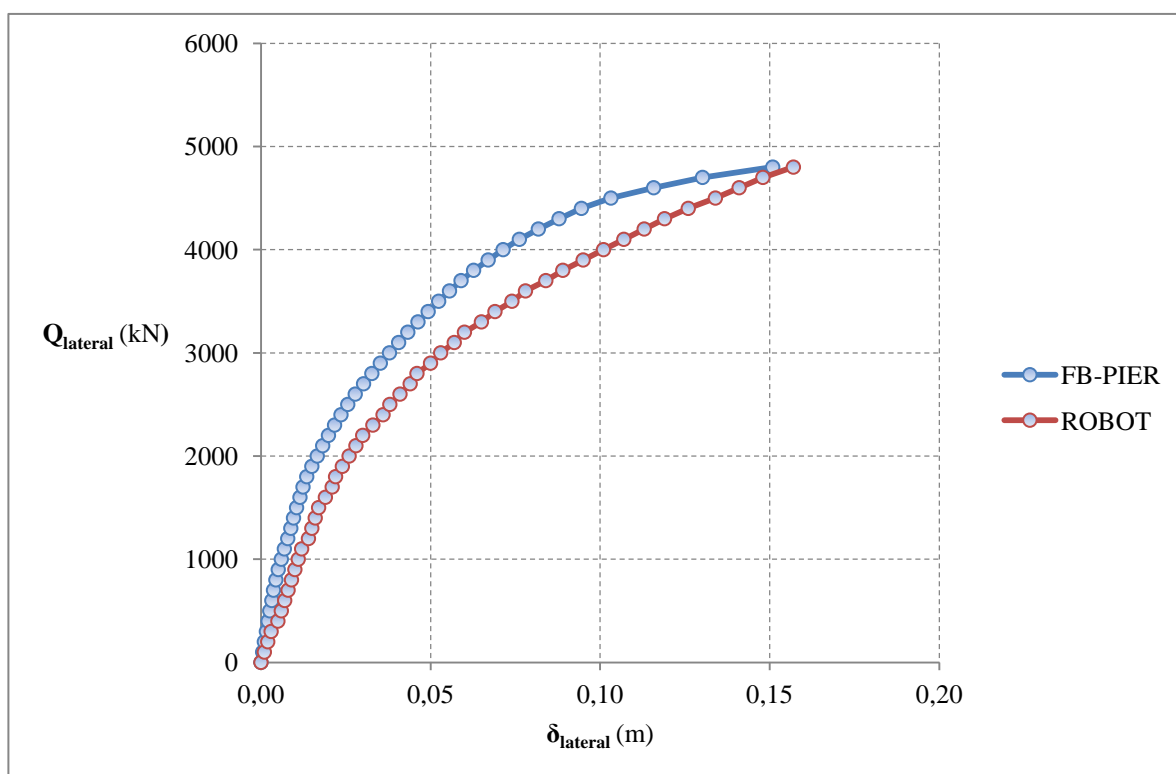


Fig. A4.3 - Curvas de comportamento transversal utilizadas para caracterizar os diferentes modelos

Quadro A4. 2 – Definição dos comprimentos e diâmetros equivalentes para o modelo 4

Q_{lateral} (kN)	δ_{lateral} (m)	Momento (kN.m)	L_{eq} (m)	ϕ_{eq} (m)
0	0,0	0		
100	0,001	322,16	3,22	0,91
200	0,002	644,31	3,22	0,91
300	0,003	966,47	3,22	0,91
400	0,005	1288,63	3,22	0,86
500	0,006	1610,78	3,22	0,87
600	0,007	1932,94	3,22	0,88
700	0,008	2255,1	3,22	0,88
800	0,009	2577,25	3,22	0,88
900	0,01	2899,41	3,22	0,89
1000	0,011	3221,57	3,22	0,89
1100	0,012	3543,72	3,22	0,89
1200	0,014	3865,88	3,22	0,88
1300	0,015	4188,04	3,22	0,88
1400	0,016	4510,19	3,22	0,88
1500	0,017	4832,35	3,22	0,88
1600	0,019	5154,51	3,22	0,87
1700	0,021	5476,66	3,22	0,86
1800	0,022	5798,82	3,22	0,87
1900	0,024	6120,98	3,22	0,86
2000	0,026	6443,14	3,22	0,85
2100	0,028	6765,29	3,22	0,85
2200	0,03	7087,45	3,22	0,84
2300	0,033	7409,61	3,22	0,83
2400	0,036	7731,76	3,22	0,82
2500	0,038	8053,92	3,22	0,82
2600	0,041	8376,08	3,22	0,81
2700	0,044	8698,23	3,22	0,81
2800	0,046	9020,39	3,22	0,80
2900	0,05	9354,47	3,23	0,80
3000	0,053	9693,25	3,23	0,79
3100	0,057	10032,03	3,24	0,78
3200	0,06	10406,17	3,25	0,78
3300	0,065	10803,7	3,27	0,78
3400	0,069	11201,23	3,29	0,78
3500	0,074	11598,76	3,31	0,77
3600	0,078	12005,27	3,33	0,77
3700	0,084	12449,47	3,36	0,77
3800	0,089	12893,7	3,39	0,77
3900	0,095	13337,93	3,42	0,76
4000	0,101	13782,18	3,45	0,76
4100	0,107	14226,33	3,47	0,76
4200	0,113	14670,56	3,49	0,76
4300	0,119	15114,78	3,52	0,75
4400	0,126	15559	3,54	0,75
4500	0,134	16003,22	3,56	0,75
4600	0,141	16447,51	3,58	0,74
4700	0,148	16932,76	3,60	0,74
4800	0,157	17420,95	3,63	0,74

Quadro A4. 3 – Definição do comportamento axial para o modelo de barras equivalentes

Q_{axial} (kN)	δ_{axial} (m)	$\delta_{v,ponta}$ (m)	$\delta_{v,ponta}$ (cm)	$k_{v,ponta}$ (kN/m)
-15000	-0,0242	-0,0218	-2,182	687419
-14000	-0,0182	-0,0160	-1,598	876129
-13000	-0,0155	-0,0134	-1,344	967406
-12000	-0,0134	-0,0115	-1,150	1043786
-11000	-0,0113	-0,0096	-0,956	1151202
-10000	-0,0093	-0,0077	-0,771	1296371
-9000	-0,0072	-0,0058	-0,577	1559128
-8000	-0,0056	-0,0043	-0,433	1847117
-7000	-0,0045	-0,0034	-0,339	2065086
-6000	-0,0039	-0,0029	-0,295	2035067
-5000	-0,0032	-0,0024	-0,241	2077342
-4000	-0,0026	-0,0020	-0,197	2035067
-3000	-0,0019	-0,0014	-0,142	2106515
-2000	-0,0013	-0,0010	-0,098	2035067
-1000	-0,0006	-0,0004	-0,044	2265599
0	0	0,0000	0,000	0
1000	0,0006	0,0004	0,044	2265599
2000	0,0013	0,0010	0,098	2035067
3000	0,0019	0,0014	0,142	2106515
4000	0,0025	0,0019	0,187	2144154
5000	0,0032	0,0024	0,241	2077342
6000	0,0038	0,0028	0,285	2106515
7000	0,0044	0,0033	0,329	2127860
8000	0,0052	0,0039	0,393	2035067
9000	0,0063	0,0049	0,487	1847117
10000	0,0077	0,0061	0,611	1635632
11000	0,0093	0,0076	0,756	1455946
12000	0,0109	0,0090	0,900	1333836
13000	0,0125	0,0104	1,044	1245450
14000	0,0141	0,0119	1,188	1178513
15000	0,0157	0,0133	1,332	1126061
16000	0,0173	0,0148	1,476	1083853
17000	0,0191	0,0164	1,640	1036362
18000	0,0216	0,0187	1,874	960260
19000	0,0276	0,0246	2,459	772788
20000	0,0361	0,0329	3,293	607392
21000	0,0559	0,0526	5,257	399474
22000	0,0768	0,0733	7,331	300094
23000	0,1158	0,1122	11,215	205079

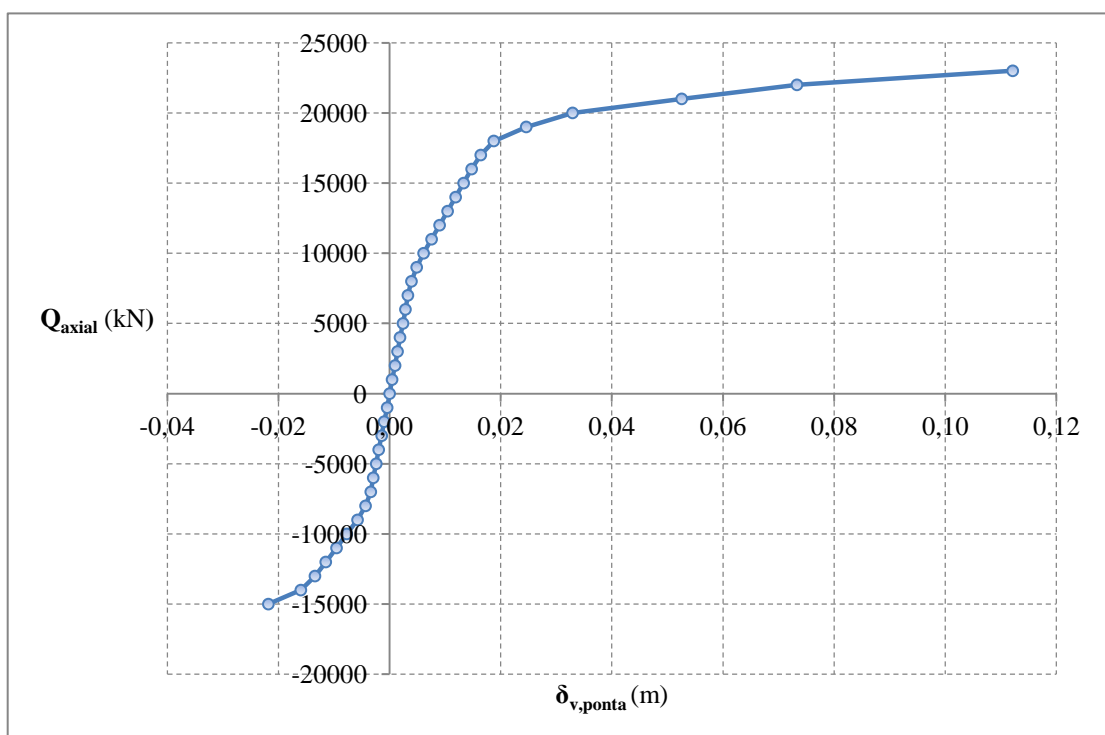


Fig. A4. 4 – Comportamento axial de ponta das estacas para o modelo 4

Quadro A4. 4 Definição dos comprimentos e diâmetros equivalentes para o modelo 5

Q_{axial} (kN)	δ_{axial} (m)	$\delta_{v,ponta}$ (m)	$\delta_{v,ponta}$ (cm)	$k_{v,ponta}$ (kN/m)
-9000	-0,0115	-0,011217	-1,12	802356
-8000	-0,0042	-0,003948	-0,39	2026129
-7000	-0,0035	-0,003280	-0,33	2134235
-6000	-0,0029	-0,002711	-0,27	2212951
-5000	-0,0024	-0,002243	-0,22	2229396
-4000	-0,0019	-0,001774	-0,18	2254527
-3000	-0,0014	-0,001306	-0,13	2297696
-2000	-0,0009	-0,000837	-0,08	2389189
-1000	-0,0004	-0,000369	-0,04	2713321
0	0	0	0,00	0
1000	0,0004	0,000369	0,04	2713321
2000	0,0009	0,000837	0,08	2389189
3000	0,0014	0,001306	0,13	2297696
4000	0,0018	0,001674	0,17	2389189
5000	0,0024	0,002243	0,22	2229396
6000	0,0029	0,002711	0,27	2212951
7000	0,0035	0,003280	0,33	2134235
8000	0,0041	0,003848	0,38	2078777
9000	0,0048	0,004517	0,45	1992487
10000	0,0055	0,005186	0,52	1928447
11000	0,0063	0,005954	0,60	1847475
12000	0,0072	0,006823	0,68	1758854
13000	0,0082	0,007791	0,78	1668554
14000	0,0094	0,008960	0,90	1562547
15000	0,0109	0,010428	1,04	1438396
16000	0,013	0,012497	1,25	1280325
17000	0,0164	0,015865	1,59	1071515
18000	0,0269	0,026334	2,63	683529
19000	0,0444	0,043802	4,38	433765
20000	0,0676	0,066971	6,70	298637
21000	0,0993	0,098640	9,86	212896
22000	0,1391	0,138408	13,84	158950
23000	0,1827	0,181977	18,20	126390

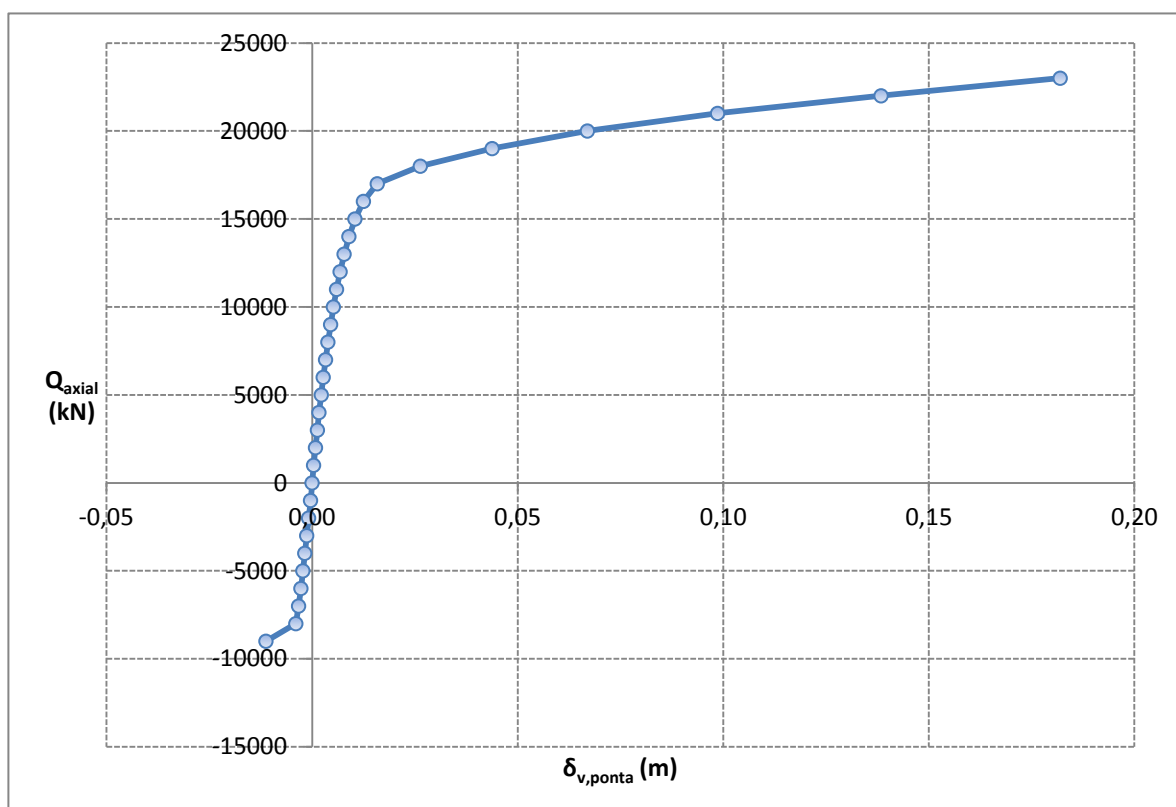


Fig. A4.5 - Comportamento axial de ponta das estacas para o modelo 5

Quadro A4.5 – Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 2

$H_{x_{máx}}$ [kN]	$H_{y_{máx}}$ [kN]	$N_{máx}$ [kN]	$H_{x_{min}}$ [kN]	$H_{y_{min}}$ [kN]	N_{min} [kN]
6	6	15930	-183	-306	1760

Quadro A4. 6– Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 3

$H_{x_{máx}}$ [kN]	$H_{y_{máx}}$ [kN]	$N_{máx}$ [kN]	$H_{x_{min}}$ [kN]	$H_{y_{min}}$ [kN]	N_{min} [kN]
3	3	15941	-176	-288	1346

Quadro A4. 7 – Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 4

$N_{máx}$ [kN]	$H_{x_{máx}}$ [kN]	$H_{y_{máx}}$ [kN]	N_{min} [kN]	$H_{x_{min}}$ [kN]	$H_{y_{min}}$ [kN]
15905	197	331	1365	-475	78

Quadro A4. 8 – Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 4

$(Mz)_{\text{máx}}$	$(Mx)_{\text{máx}}$	$(My)_{\text{máx}}$	$(Mz)_{\text{min}}$	$(Mx)_{\text{min}}$	$(My)_{\text{min}}$
[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]
0,00	762,46	1529,92	0,00	-251,34	-634,33

Quadro A4. 9– Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 5

$N_{\text{máx}}$	$Hx_{\text{máx}}$	$Hy_{\text{máx}}$	N_{min}	Hx_{min}	Hy_{min}
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
15726	433	430	1428	-519	130

Quadro A4.10 Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 6

$(Mz)_{\text{máx}}$	$(Mx)_{\text{máx}}$	$(My)_{\text{máx}}$	$(Mz)_{\text{min}}$	$(Mx)_{\text{min}}$	$(My)_{\text{min}}$
[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]
0,00	646,50	1464,32	0,00	-366,46	-1220,72

Quadro A4.11 - Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 7

$N_{\text{máx}}$	$Hx_{\text{máx}}$	$Hy_{\text{máx}}$	N_{min}	Hx_{min}	Hy_{min}
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
14643	399	294	161	-107	-59

Quadro A4. 12 Esforços máximos e mínimos verificados no modelo 7

$(Mz)_{\text{máx}}$	$(Mx)_{\text{máx}}$	$(My)_{\text{máx}}$	$(Mz)_{\text{min}}$	$(Mx)_{\text{min}}$	$(My)_{\text{min}}$
[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]	[Kn.m]
0,00	189,20	1285,10	0,00	-946,90	-345,00

Quadro A4.13 – Assentamentos no modelo 2

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{min}}$
[mm]	[mm]
7,0	1,0

Quadro A4. 14 – Assentamentos no modelo 3

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{min}}$
[mm]	[mm]
8,0	2,0

Quadro A4. 15 – Assentamentos no modelo 4

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{mín}}$
[mm]	[mm]
8,5	2,4

Quadro A4. 16 – Assentamentos no modelo 5

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{mín}}$
[mm]	[mm]
8,0	0,03

Quadro A4. 17 - Assentamentos no modelo 6

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{mín}}$
[mm]	[mm]
12,0	4,0

Quadro A4. 18 - Assentamentos no modelo 7

$(Uz)_{\text{máx}}$	$(Uz)_{\text{mín}}$
[mm]	[mm]
7,7	2,7